

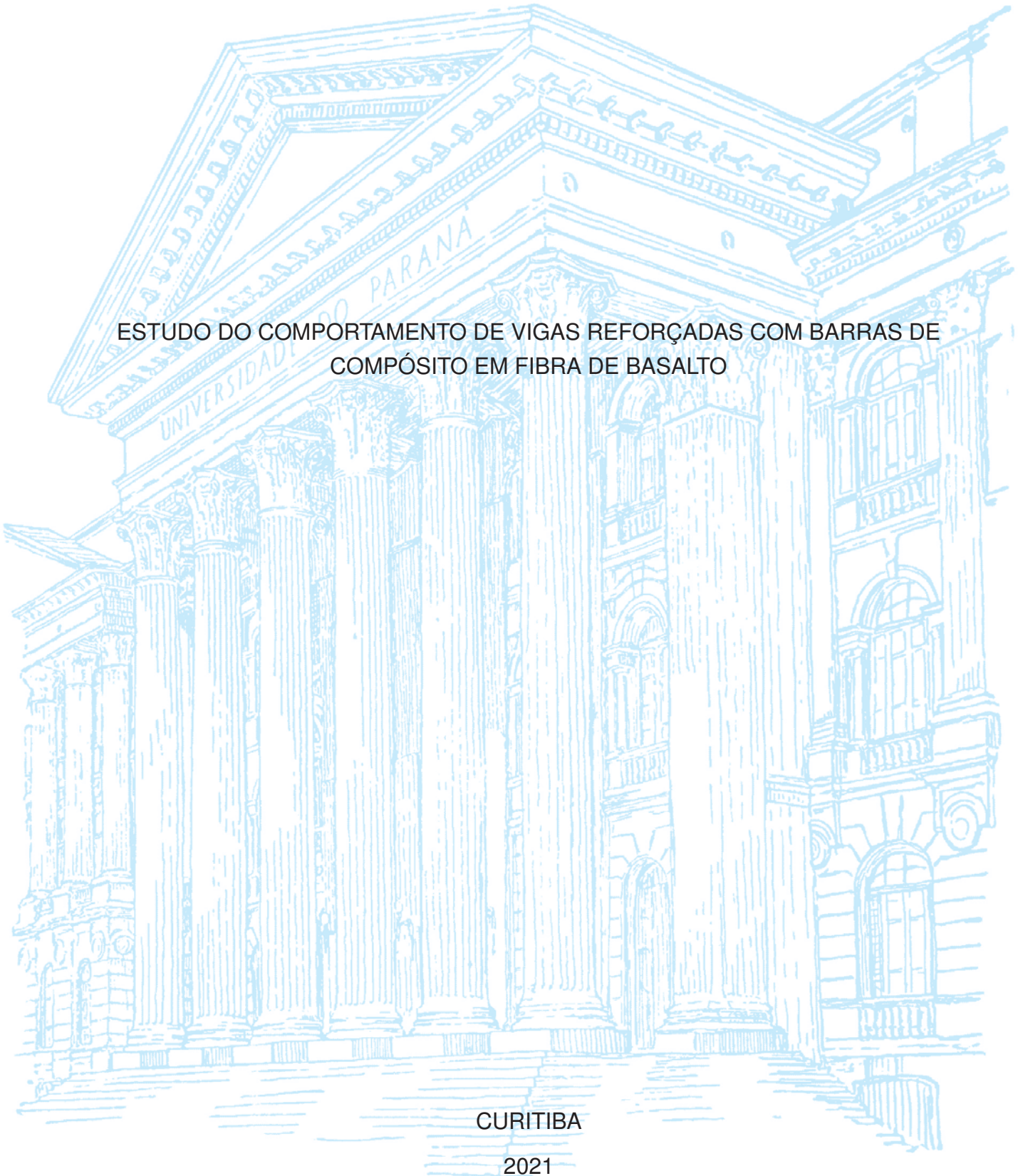
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

GEAN MARCOS BALDESSAR WARMLING

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS COM BARRAS DE  
COMPÓSITO EM FIBRA DE BASALTO

CURITIBA

2021



GEAN MARCOS BALDESSAR WARMLING

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS COM BARRAS DE  
COMPÓSITO EM FIBRA DE BASALTO

Trabalho apresentado como requisito parcial  
para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado

Coorientador: Prof. Dr. Ricardo Pieralisi

CURITIBA

2021

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR  
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

W277e Warmling, Gean Marcos Baldessar  
Estudo do comportamento de vigas reforçadas com barras de compósito em fibra de basalto  
[recurso eletrônico] / Gean Marcos Baldessar Warmling. – Curitiba, 2021.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil, 2021.

Orientador: Roberto Dalledone Machado.

Coorientador: Ricardo Pieralisi.

1. Polímeros. 2. Basalto. 3. Vigas. 4. Análise numérica. I. Universidade Federal do Paraná. II.  
Machado, Roberto Dalledone. III. Pieralisi, Ricardo. IV. Título.

CDD: 535.5

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
SETOR DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL -  
40001016049P2

## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **GEAN MARCOS BALDESSAR WARMLING** intitulada: **ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS REFORÇADAS COM BARRAS DE COMPÓSITO EM FIBRA DE BASALTO**, sob orientação do Prof. Dr. ROBERTO DALLEDONE MACHADO, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 02 de Julho de 2021.

Assinatura Eletrônica

16/07/2021 15:17:59.0

ROBERTO DALLEDONE MACHADO

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

14/07/2021 17:01:43.0

DANIEL CARLOS TAISSUM CARDOSO

Avaliador Externo (PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO)

Assinatura Eletrônica

02/08/2021 15:21:27.0

MAURO LACERDA SANTOS FILHO

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)



*Este trabalho é dedicado aos meus pais Robilson e Roseli.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente minha família, meus pais Robilson e Roseli e minha irmã Luana pelo amor, carinho e dedicação que tiveram comigo, proporcionando todo o suporte para que eu conseguisse chegar até aqui.

Ao meu orientador, professor Roberto Dalledone Machado pela orientação, confiança, cordialidade e disposição para ajudar quando necessário.

Ao meu coorientador, professor Ricardo Pieralisi, por toda sua ajuda, disponibilidade, sugestões, e pelo auxílio na realização da campanha experimental, mesmo em tempos difíceis.

Ao professor Mauro Lacerda Santos Filho, por ter me apresetando o potencial das fibras de basalto, pelos conhecimentos e ensinamentos, os quais foram determinantes para minha formação e direcionamento da carreira profissional.

À Haizer Group por fornecer o material para realização dos ensaios, em especial ao Marcos Alessi pela disponibilidade e auxílio na moldagem e transporte das vigas.

Ao escritório EMEA, pela disponibilização de equipamentos, computadores e software utilizados na realização do trabalho.

Agradeço também aos amigos mais próximos com quem convivi durante a pós-graduação: Bernardo Opolski, Cezar Falavigna, Felipe Diniz, Filipe Sanches, Gabriel Nicaretta, Paulo Gnatta e Vinícius Coelho. Também não poderia deixar de agradecer aos demais amigos, em especial os do Grupo Descolados.

E por fim, aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil e ao Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, que também contribuíram direta ou indiretamente para a realização desta pesquisa.

*"Feliz aquele que conseguiu compreender  
a causa das coisas."  
(Virgílio)*

## RESUMO

O polímero reforçado com fibra de basalto (Basalt Fiber Reinforced Polymer – BFRP) tem ganhado notoriedade nos últimos tempos em aplicações na construção civil, sobretudo devido à elevada durabilidade. Como é um produto relativamente novo as normativas não contemplam o dimensionamento com esse tipo de material, sendo necessárias pesquisas para conhecer o seu comportamento. No presente trabalho foram ensaiadas e analisadas vinte vigas com e sem estribos, sendo doze reforçadas exclusivamente com BFRP e oito com aço. As vigas estudadas são biapoiadas, ensaiadas sob flexão 3 pontos, com seção transversal de 100 mm x 200 mm e vão de 980 mm. A análise consistiu na correlação de imagem digital, comparativo com modelos analíticos de normativas (ACI 318-19, ACI 440.1R-15 e ISIS) e com modelos numéricos desenvolvidos no software DIANA 10.3. A correlação de imagem digital mostrou excelentes resultados, onde foi possível remover as interferências externas, como deformações do conjunto hidráulico e dos apoios. Através da correlação de imagem digital foram obtidas a deflexão real da viga, o instante da primeira fissura bem como a abertura da fissuras em função da carga. Na resistência à flexão, para as vigas com aço o ACI 318-19 apresentou resultados bastante conservadores, para as vigas com BFRP as normas ACI 440.1R-15 e ISIS também tendem a apresentar valores conservadores, porém as preconizações da norma ISIS são mais próximas da realidade. Para o momento de fissuração, as vigas com reforço em aço, com e sem estribos apresentaram valores superiores ao previsto no ACI 318-19. Para as vigas com BFRP sem estribos o ACI 440.1R-15 e a ISIS superestimam o momento de fissuração, para as vigas sem estribos ambas as normativas preveem valores adequados. Na avaliação das deflexões, todas as previsões dos modelos analíticos, tanto para as vigas com aço quanto com BFRP, foram menores que as verificadas experimentalmente, além disso, em decorrência do menor módulo de elasticidade, as vigas com BFRP atingem a deflexão de serviço sob ação de cargas menores que as vigas com aço. Na resistência ao cisalhamento das vigas com BFRP, o ACI 440.1R-15 subestima a resistência do concreto e superestima a resistência dos estribos; a ISIS prevê valores razoáveis para a resistência ao cisalhamento do concreto e dos estribos. Para abertura de fissuras, as vigas com BFRP e com estribos apresentam boa correlação com os valores previstos nas normativas. No comparativo com modelo numérico, as vigas com aço e com estribos apresentam boa correlação, já para as vigas com BFRP e com estribos existe certa divergência, porém verificou-se que para vigas mais rígidas, com maiores bitolas, os resultados são melhores. Para as vigas sem estribos a correlação do modelo numérico com o experimental fica aquém do ideal.

**Palavras-chaves:** Polímero reforçado com fibra de basalto. BFRP. Correlação de imagem digital. Análise experimental. Análise numérica.

## ABSTRACT

Basalt Fiber Reinforce Polymer(BFRP) are becoming popular in civil construction industry due to their excellent corrosion resistance. As a new product, current standards does not provide parameters for structural design using BFRP, therefore researches are necessary to determine the material behaviour. In order to provide content to remedy this shortcoming, a research were carried out aiming test and analyse twenty beams with and without stirrups, twelve reinforced uniquely with BFRP and eight with conventional steel. All beams are simply supported, tested under three-point bending, with cross section of 100 mm x 200 mm and span of 980 mm. Analysis consists in perform digital image correlation, comparison with desing standards (ACI 318-19, ACI 440.1R-15 and ISIS) and with finite element models developed using DIANA 10.3. Digital image correlation showed good results, allowing to remove external interference as deformation in supports and hydraulic components. Digital image correlation also provided means to obtain real deflection of the beam, first crack instant and crack opening in fuction of load appliccation. Evaluation of flexure resistance in steel reinforced beams showed that ACI 318-19 provides conservative results, in BFRP reinforced beams ACI 440.1R-15 and ISIS also provided conservative results, but ISIS values are closer to reality. For cracking moment, steel reinforced beams with and without stirrups have experimental values greater than ACI 318-19 provisions. In BFRP reinforced beams without stirrups, ACI 440.1R-15 and ISIS overstate cracking moment, for beams with stirrups both standards provide appropriate values. Considering deflections, for BFRP and steel reinforced beams, standards predict values that are smaller than verified in the tests, in addition, it is worth mentioning that due low elastic modulus, BFRP reinforced beams reach service requirements under loads smaller than their counterparts in steel. In shear assessment, ACI 440.1R-15 understates concrete resistance and overstates stirrups resistance; ISIS, in turn, provides appropriate values for concrete and stirrups shear resistance. Cracking opening evaluation showed that BFRP reinforced beams with stirrups are in accordance with standards provisions. In the numerical analysis, finite element model showed good agreement with tests for BFRP and steel reinforced beams with stirrups, on the other hand, for beams without stirrups there are a mismatch, however, for stiffer beams, with larger diameters, results are better. Numerical values for beams without stirrups are underperforming.

**Key-words:** Basalt fiber reinforced polymer. BFRP. Digital image correlation. Experimental analysis. Numerical analysis.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – NÚMERO DE ARTIGOS PUBLICADOS RELACIONADOS COM A FIBRA DE BASALTO NOS ÚLTIMOS ANOS . . . . .	27
FIGURA 2 – LAJE DA PONTE VAL ALAIN ANTES DA CONCRETAGEM . . . . .	31
FIGURA 3 – VISTA DA PONTE VAL ALAIN DURANTE AS OBRAS . . . . .	31
FIGURA 4 – LAJE DO VIADUTO EMMA PARK EXECUTADO COM BARRAS DE GFRP PROTENDIDAS . . . . .	32
FIGURA 5 – VIADUTO EMMA PARK FINALIZADO . . . . .	32
FIGURA 6 – SEÇÃO TRANSVERSAL AMPLIFICADA DE UM COMPÓSITO EM FRP . . . . .	34
FIGURA 7 – RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA AS FIBRAS, MATRIZ E COMPÓSITO EM FRP . . . . .	35
FIGURA 8 – PROPRIEDADES DE DIFERENTES FIBRAS EM RELAÇÃO AO AÇO CONVENCIONAL . . . . .	37
FIGURA 9 – PROCESSO DE PULTRUSÃO . . . . .	39
FIGURA 10 – PRODUTOS EM FIBRA ISOLADA E EM FRP . . . . .	40
FIGURA 11 – VARIAÇÃO DA TENSÃO RESISTENTE COM A TEMPERATURA . . . . .	44
FIGURA 12 – MODELO BPE PARA RELAÇÃO TENSÃO-ESCORREGAMENTO . . . . .	45
FIGURA 13 – RESISTÊNCIA À FADIGA DE BARRAS EM COMPÓSITO DE FIBRA DE BASALTO . . . . .	46
FIGURA 14 – RUPTURA POR ESMAGAMENTO DO CONCRETO . . . . .	51
FIGURA 15 – RUPTURA BALANCEADA . . . . .	52
FIGURA 16 – RUPTURA DO FRP . . . . .	52
FIGURA 17 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO UTILIZANDO DIC . . . . .	60
FIGURA 18 – DISTRIBUIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES UTILIZANDO DIC . . . . .	61
FIGURA 19 – RESPOSTA DO CONCRETO SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL PROPOSTA POR SAENZ . . . . .	62
FIGURA 20 – RESPOSTA DO CONCRETO À TRAÇÃO PROPOSTA POR HOR-DIJK . . . . .	63
FIGURA 21 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O BFRP UTILIZADO POR ZHOU, ZHENG E TAYLOR (2018) . . . . .	64
FIGURA 22 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO UTILIZADO POR ZHOU, ZHENG E TAYLOR (2018) . . . . .	64
FIGURA 23 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE BFRP EM UM DOS TRECHOS DA PONTE ESTUDADA . . . . .	65



FIGURA 24 – RESPOSTA DO CONCRETO SOB COMPRESSÃO PROPOSTA POR MCGREGOR . . . . .	66
FIGURA 25 – RESPOSTA DO CONCRETO SOB TRAÇÃO SEGUNDO O ACI . . . . .	66
FIGURA 26 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O BFRP UTILIZADO POR IBRAHIM, FAHMY E WU (2015) . . . . .	67
FIGURA 27 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO UTILIZADO POR IBRAHIM, FAHMY E WU (2015) . . . . .	68
FIGURA 28 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO NA COMPRESSÃO UTILIZADO POR ABED, EL RAFAI E ABDALLA (2019) . . . . .	70
FIGURA 29 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO NA TRAÇÃO UTILIZADO POR ABED, EL RAFAI E ABDALLA (2019) . . . . .	70
FIGURA 30 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA-DEFLEXÃO NUMÉRICA E EXPERIMENTAL . . . . .	71
FIGURA 31 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO UTILIZADO POR CAI, PAN E ZHOU (2017) . . . . .	72
FIGURA 32 – COMPARATIVO NUMÉRICO EXPERIMENTAL . . . . .	73
FIGURA 33 – FISSURAÇÃO DO CONCRETO NO MODELO NUMÉRICO EM RELAÇÃO AO EXPERIMENTO . . . . .	74
FIGURA 34 – COMPARATIVO DO RESULTADO NUMÉRICO COM O EXPERIMENTAL PARA UMA DAS VIGAS ENSAIADAS . . . . .	74
FIGURA 35 – ESQUEMA DO ENSAIO PARA OBTENÇÃO DA ENERGIA DE FRATURA NA TRAÇÃO . . . . .	75
FIGURA 36 – GRÁFICO FORÇA - DEFLEXÃO . . . . .	76
FIGURA 37 – ÁREA UTILIZADA PARA O CÁLCULO DA ENERGIA DE FRATURA NA COMPRESSÃO . . . . .	78
FIGURA 38 – CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO . . . . .	81
FIGURA 39 – CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO MIÚDO . . . . .	81
FIGURA 40 – BFRP UTILIZADO NAS VIGAS . . . . .	82
FIGURA 41 – NOMENCLATURA DAS VIGAS . . . . .	86
FIGURA 42 – VIGA B8CE . . . . .	87
FIGURA 43 – VIGA B10CE . . . . .	88
FIGURA 44 – VIGA B12CE . . . . .	88
FIGURA 45 – VIGAS B8SE, B10SE E B12SE . . . . .	89
FIGURA 46 – VIGAS A8CE E A10CE . . . . .	89
FIGURA 47 – VIGAS A8SE E A10SE . . . . .	90
FIGURA 48 – MOLDAGEM DAS VIGAS . . . . .	92
FIGURA 49 – PREPARO PARA A CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL . . . . .	93
FIGURA 50 – FILMAGEM DOS ENSAIOS . . . . .	94
FIGURA 51 – CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO . . . . .	95

FIGURA 52 – RUPTURA DAS VIGAS A8CE . . . . .	101
FIGURA 53 – RUPTURA DAS VIGAS A8SE . . . . .	102
FIGURA 54 – RUPTURA DAS VIGAS A10CE . . . . .	102
FIGURA 55 – RUPTURA DAS VIGAS A10SE . . . . .	102
FIGURA 56 – RUPTURA DAS VIGAS B8CE . . . . .	103
FIGURA 57 – RUPTURA DAS VIGAS B8SE . . . . .	103
FIGURA 58 – RUPTURA DAS VIGAS B10CE . . . . .	103
FIGURA 59 – RUPTURA DAS VIGAS B10SE . . . . .	103
FIGURA 60 – RUPTURA DAS VIGAS B12CE . . . . .	104
FIGURA 61 – RUPTURA DAS VIGAS B12SE . . . . .	104
FIGURA 62 – CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL NA VIGA B12CE_1 . . . . .	105
FIGURA 63 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A8CE . . . . .	106
FIGURA 64 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A8CE . . . . .	106
FIGURA 65 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A10CE . . . . .	107
FIGURA 66 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A10SE . . . . .	107
FIGURA 67 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B8CE . . . . .	107
FIGURA 68 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B8SE . . . . .	108
FIGURA 69 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B10CE . . . . .	108
FIGURA 70 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B10SE . . . . .	108
FIGURA 71 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B12CE . . . . .	109
FIGURA 72 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B12SE . . . . .	109
FIGURA 73 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A8CE . . . . .	111
FIGURA 74 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A8SE . . . . .	111
FIGURA 75 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A10CE . . . . .	111
FIGURA 76 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A10SE . . . . .	112
FIGURA 77 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B8CE . . . . .	112
FIGURA 78 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B8SE . . . . .	112
FIGURA 79 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B10CE . . . . .	113
FIGURA 80 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B10SE . . . . .	113
FIGURA 81 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B12CE . . . . .	113
FIGURA 82 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B12SE . . . . .	114
FIGURA 83 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E A PREVISÃO SEGUNDO O ACI 318-19 (2019) PARA VIGAS REFORÇADAS COM AÇO . . . . .	118
FIGURA 84 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E A PREVISÃO SEGUNDO O ACI 440.1R-15 (2015) PARA VIGAS REFORÇADAS COM BFRP . . . . .	119

FIGURA 85 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E A PREVISÃO SEGUNDO A ISIS (2007) PARA VIGAS REFORÇADAS COM BFRP . . . . .	119
FIGURA 86 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO DE FISSURAÇÃO EXPERIMENTAL COM O TEÓRICO DE ACORDO COM O ACI 440.1R-15 (2015)	122
FIGURA 87 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO DE FISSURAÇÃO EXPERIMENTAL COM O TEÓRICO DE ACORDO COM O ISIS (2007) . . . . .	122
FIGURA 88 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM AÇO 8MM . . . . .	124
FIGURA 89 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM AÇO 10MM . . . . .	124
FIGURA 90 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM BFRP 8MM . . . . .	125
FIGURA 91 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM BFRP 10MM . . . . .	125
FIGURA 92 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM BFRP 12MM . . . . .	126
FIGURA 93 – COMPARATIVO GRÁFICO ENTRE A DEFLEXÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL PARA UMA CARGA IGUAL A 40% DA CARGA DE RUPTURA EM VIGAS REFORÇADAS COM AÇO . . . . .	127
FIGURA 94 – COMPARATIVO GRÁFICO ENTRE A DEFLEXÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL PARA UMA CARGA IGUAL A 40% DA CARGA DE RUPTURA EM VIGAS REFORÇADAS COM BFRP . . . . .	129
FIGURA 95 – OBTENÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS ATRAVÉS DA CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL . . . . .	138
FIGURA 96 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B8CE . . . . .	139
FIGURA 97 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B8SE . . . . .	140
FIGURA 98 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B10CE . . . . .	140
FIGURA 99 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B10SE . . . . .	141

FIGURA 100–COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B12CE . . . . .	141
FIGURA 101–COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B12SE . . . . .	142
FIGURA 102–PROVÁVEL FISSURA NA VIGA B10SE_2 FORA DA ÁREA DE FILMAGEM . . . . .	143
FIGURA 103–COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A8CE E B8CE . . . . .	144
FIGURA 104–COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A8SE E B8SE . . . . .	145
FIGURA 105–COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A10CE E B10CE . . . . .	145
FIGURA 106–COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A10SE E B10SE . . . . .	146
FIGURA 107–GEOMETRIA DO MODELO NUMÉRICO . . . . .	152
FIGURA 108–REFORÇO INTERNO DAS VIGAS NO MODELO NUMÉRICO . .	152
FIGURA 109–MODELO CONSTITUTIVO DE HORDIJK PARA O CONCRETO NA TRAÇÃO . . . . .	155
FIGURA 110–MODELO CONSTITUTIVO PARABÓLICO PARA O CONCRETO NA COMPRESSÃO . . . . .	156
FIGURA 111–ELEMENTO CHX60 . . . . .	157
FIGURA 112–ELEMENTO CPY39 . . . . .	158
FIGURA 113–ELEMENTO CTE30 . . . . .	158
FIGURA 114–ELEMENTO CTP45 . . . . .	158
FIGURA 115–ELEMENTO CQ48I . . . . .	159
FIGURA 116–DENSIDADE DA MALHA . . . . .	159
FIGURA 117–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 30 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	160
FIGURA 118–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 25 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	161
FIGURA 119–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 20 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	161
FIGURA 120–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 15 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	162
FIGURA 121–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,4 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	162
FIGURA 122–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,3 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	163
FIGURA 123–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,2 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	163

FIGURA 124–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,1 MM PARA A VIGA B10CE . . . . .	164
FIGURA 125–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 30 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	166
FIGURA 126–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 25 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	167
FIGURA 127–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 20 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	167
FIGURA 128–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 15 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	168
FIGURA 129–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,4 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	168
FIGURA 130–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,3 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	169
FIGURA 131–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,2 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	169
FIGURA 132–INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,1 MM PARA A VIGA B10SE . . . . .	170
FIGURA 133–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8CE . . . . .	172
FIGURA 134–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10CE . . . . .	173
FIGURA 135–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8SE . . . . .	174
FIGURA 136–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10SE . . . . .	174
FIGURA 137–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8CE . . . . .	175
FIGURA 138–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10CE . . . . .	176
FIGURA 139–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12CE . . . . .	176
FIGURA 140–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8SE . . . . .	177
FIGURA 141–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10SE . . . . .	178
FIGURA 142–COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12SE . . . . .	178

FIGURA 143—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8CE	181
FIGURA 144—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8SE	182
FIGURA 145—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10CE	184
FIGURA 146—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10SE	185
FIGURA 147—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8CE	186
FIGURA 148—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8SE	187
FIGURA 149—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10CE	188
FIGURA 150—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10CE	189
FIGURA 151—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12CE	190
FIGURA 152—COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MO- DELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12SE	191



## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Módulo de elasticidade, tensões e deformações últimas de barras de BFRP obtidas na literatura. . . . .	43
TABELA 2 – Caracterização dos agregados miúdo e graúdo . . . . .	80
TABELA 3 – Traço do concreto . . . . .	81
TABELA 4 – Resistência à tração e módulo de elasticidade para barras de BFRP com diâmetro de 8mm . . . . .	82
TABELA 5 – Resistência à tração e módulo de elasticidade para barras de BFRP com diâmetro de 10mm . . . . .	83
TABELA 6 – Resistência à tração e módulo de elasticidade para barras de BFRP com diâmetro de 12mm . . . . .	83
TABELA 7 – Propriedades para o aço CA-50 obtidas na literatura . . . . .	84
TABELA 8 – Propriedades para o aço utilizadas no modelo numérico . . . . .	85
TABELA 9 – Características das vigas . . . . .	87
TABELA 10 – Verificação da capacidade resistente de projeto para vigas com estribos . . . . .	91
TABELA 11 – Verificação da capacidade resistente de projeto para vigas sem estribos . . . . .	91
TABELA 12 – Resistência à compressão dos corpos de prova . . . . .	96
TABELA 13 – Resistência à compressão do concreto utilizado . . . . .	99
TABELA 14 – Resultados dos ensaios (deslocamentos não corrigidos) . . . . .	100
TABELA 15 – Deflexão corrigida das vigas no instante de máxima carga . . . . .	115
TABELA 16 – Comparativo entre resistência à flexão experimental com a previsão do ACI 318-19 (2019) para as vigas reforçadas com aço . . . . .	117
TABELA 17 – Comparativo entre resistência à flexão experimental com a previsão do ACI 440.1R-15 (2015) para as vigas reforçadas com BFRP . . . . .	117
TABELA 18 – Comparativo entre resistência à flexão experimental com a previsão do ISIS (2007) para as vigas reforçadas com BFRP . . . . .	118
TABELA 19 – Comparativo entre o momento de fissuração e momento máximo experimental . . . . .	121
TABELA 20 – Comparativo entre a deflexão teórica e experimental para uma carga igual a 40% da carga de ruptura em vigas reforçadas com aço	127
TABELA 21 – Comparativo entre a deflexão teórica e experimental para uma carga igual a 40% da carga de ruptura em vigas reforçadas com BFRP . . . . .	128

TABELA 22 – Carga relativa à deflexão de serviço . . . . .	130
TABELA 23 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ACI 318-19 (2019) para resistência ao cisalhamento do concreto em vigas reforçadas com aço sem estribos . . . . .	132
TABELA 24 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ACI 440.1R-15 (2015) para resistência ao cisalhamento do concreto em vigas reforçadas com BFRP sem estribos . . . . .	133
TABELA 25 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ISIS (2007) para resistência ao cisalhamento do concreto em vigas reforçadas com BFRP sem estribos . . . . .	133
TABELA 26 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ACI 440.1R-15 (2015) para resistência ao cisalhamento promovida pelos estribos em BFRP . . . . .	135
TABELA 27 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ISIS (2007) para resistência ao cisalhamento promovida pelos estribos em BFRP . . . . .	136
TABELA 28 – Comparativo da carga experimental relativa à uma abertura de fissura de 0,5mm com os valores teóricos previstos no ACI 440.1R- 15 (2015) e ISIS (2007) . . . . .	139
TABELA 29 – Relação entre a carga última e a carga relativa à uma abertura de fissura de 0,5mm . . . . .	147
TABELA 30 – Carga máxima para dimensionamento . . . . .	149
TABELA 31 – Propriedades dos materiais . . . . .	153
TABELA 32 – Resumo dos resultados obtidos com a variação do tamanho da malha e do passo de carga para a viga B10CE . . . . .	165
TABELA 33 – Resumo dos resultados obtidos com a variação do tamanho da malha e do passo de carga para a viga B10SE . . . . .	171
TABELA 34 – Comparativo dos resultados numéricos com os experimentais . .	180

## LISTA DE ABREVIATURAS E DE SIGLAS

**AASHTO** American Association of State Highway and Transportation Officials

**ACI** American Concrete Institute

**AFRP** Aramid fiber-reinforced polymer

**BFRP** Basalt fiber-reinforced polymer

**CFRP** Carbon fiber-reinforced polymer

**CFRP-HM** Carbon fiber-reinforced polymer high-modulus

**CFRP-HS** Carbon fiber-reinforced polymer high-strength

**CSA** Canadian Standards Association

**DIC** Digital Image Correlation

**ECC** Engineered Cementitious Composite

**FRP** Fiber-reinforced polymer

**GFRP** Glass fiber-reinforced polymer

**IPC** Inorganic Polymer Concrete

**ISIS** Intelligent Sensing for Innovative Structures

**LVDT** Linear Variable Differential Transformer

**PAN** Poliacrilonitrila

**UV** Ultravioleta

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma$	Tensão
$\sigma_p$	Tensão máxima no concreto
$\sigma_{c0}$	Tensão referente ao limite de proporcionalidade do concreto
$\varepsilon$	Deformação
$\varepsilon_c$	Deformação do concreto
$\varepsilon_{c0}$	Deformação do concreto no início do patamar plástico
$\varepsilon_{cu}$	Deformação última do concreto
$\varepsilon_c^{in}$	Deformação plástica do concreto na compressão desconsiderando dano
$\varepsilon_{0c}^{el}$	Deformação elástica do concreto na compressão no ramo pós-pico desconsiderando dano
$\varepsilon_c^{pl}$	Deformação plástica do concreto na compressão considerando dano
$\varepsilon_c^{el}$	Deformação elástica do concreto na compressão considerando dano
$\varepsilon_t^{ck}$	Deformação plástica do concreto na tração desconsiderando dano
$\varepsilon_{0t}^{el}$	Deformação elástica do concreto na tração no ramo pós-pico desconsiderando dano
$\varepsilon_t^{pl}$	Deformação plástica do concreto na tração considerando dano
$\varepsilon_t^{el}$	Deformação elástica do concreto na tração considerando dano
$\varepsilon_t$	Deformação referente à máxima tensão de tração do concreto
$\varepsilon_0$	Deformação pós ruptura referente à tensão nula
$T_g$	Temperatura de transição vítrea
$\tau$	Tensão tangencial
$f_u$	Tensão de ruptura
$A_f$	Área da seção transversal do FRP
$b$	Largura da seção transversal de concreto

$h$	Altura da seção transversal de concreto
$d$	Altura útil da seção transversal de concreto
$\beta_1$	Relação entre a altura do bloco da distribuição retangular de tensões e a altura da linha neutra
$f_{ck}$	Resistência à compressão característica do concreto
$f_{cm}$	Resistência à compressão média do concreto
$f_{tk}$	Resistência à tração característica do concreto
$f_t$	Resistência à tração do concreto
$f_{fu}$	Tensão de tração na ruptura da barra de FRP
$E_f$	Módulo de elasticidade da barra de FRP
$M_n$	Momento nominal resistente
$\rho_f$	Taxa de reforço de FRP
$\rho_{fb}$	Taxa de reforço balanceada de FRP
$f_f$	Tensão na barra de FRP no momento em que o concreto falha por compressão
$c$	Profundidade da linha neutra
$k$	Fator de multiplicação da altura útil para obtenção da altura da linha neutra fissurada
$c_b$	Profundidade da linha neutra balanceada
$\varepsilon_f$	Deformação da barra de FRP
$\varepsilon_{fu}$	Deformação última da barra de FRP
$\alpha_1$	Coeficiente de relação entre a resistência do concreto considerando uma distribuição retangular de tensões e a resistência específica do concreto
$C$	Resultante das forças de compressão
$T$	Resultante das forças de tração
$V_n$	Resistência nominal ao cisalhamento
$V_c$	Resistência ao cisalhamento provida do concreto

$V_s$	Resistência ao cisalhamento provida pelo aço
$V_f$	Resistência ao cisalhamento provida pela barra de FRP
$\lambda$	Fator de modificação que reflete a redução das propriedades mecânicas em concretos leves
$s$	Espaçamento entre estribos
$A_v$	Área de estribos contida no espaçamento $s$
$f_y$	Resistência do aço ao escoamento
$f_{yt}$	Resistência ao escoamento da armadura transversal
$\varepsilon_y$	Deformação do aço no escoamento
$f_{fv}$	Resistência da barra de FRP ao cisalhamento
$f_{fb}$	Resistência à tração na região da dobra da barra de FRP
$\theta$	Ângulo de inclinação do estribo em relação à horizontal
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\delta$	Deflexão
$\delta_{max}$	Deflexão máxima
$\delta_{exp}$	Deflexão obtida experimentalmente
$\delta_{teo}$	Deflexão teórica através de fórmulas analíticas
$\delta_{num}$	Deflexão obtida numericamente
$P$	Carga pontual aplicada
$P_u$	Carga pontual máxima aplicada
$P_{u-exp}$	Carga pontual máxima experimental
$P_{u-num}$	Carga pontual máxima numérica
$L$	Vão
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_0$	Módulo de elasticidade do concreto até o limite de proporcionalidade



$d_c$	Variável escalar de dano na compressão
$d_t$	Variável escalar de dano na tração
$I_e$	Momento de inércia efetivo
$I_{cr}$	Momento de inércia da seção fissurada
$\gamma$	Fator referente às cargas aplicadas e condições de contorno para seções não fissuradas
$M_{cr}$	Momento de fissuração
$M_{cr-exp}$	Momento de fissuração
$M_{cr-sup}$	Momento de fissuração teórico considerando a resistência superior do concreto
$M_{cr-med}$	Momento de fissuração teórico considerando a resistência média do concreto
$M_{cr-inf}$	Momento de fissuração teórico considerando a resistência inferior do concreto
$P_{cr}$	Carga de fissuração
$P_{wc-pre}$	Carga prevista referente à máxima abertura de fissura permissível
$P_{wc-exp}$	Carga experimental referente à máxima abertura de fissura permissível
$M_a$	Momento atuante numa determinada seção
$I_g$	Momento de inércia bruto
$n_f$	Relação entre o módulo de elasticidade do FRP e do concreto
$y_t$	Distância do centroide da seção bruta até a fibra mais tracionada
$w_c$	Abertura da fissura
$h_1$	Distância do centroide das barras tracionadas até a linha neutra
$h_2$	Distância da fibra mais tracionada até a linha neutra
$k_b$	Coeficiente relativo à aderência da barra
$d_c$	Espessura do cobrimento da face tracionada até o centro da barra mais próxima

$s_l$	Espaçamento das barras longitudinais
$G_f$	Energia de do concreto na tração
$G_{fc}$	Energia de do concreto na compressão
$W_0$	Área abaixo do grafico força - deflexão para cálculo da energia de fratura na tração
$A_{lig}$	Área de ligação acima do entalhe para cálculo da energia de fratura na tração
$M_{exp}$	Momento fletor máximo experimental
$M_{pre}$	Momento fletor máximo teórico
$M_{pre-sup}$	Momento fletor máximo previsto calculado com a resistência superior do concreto
$M_{pre-med}$	Momento fletor máximo previsto calculado com a resistência média do concreto
$M_{pre-inf}$	Momento fletor máximo previsto calculado com a resistência inferior do concreto
$V_{exp}$	Cortante máximo experimental
$V_{pre}$	Cortante máximo teórico
$V_{c-sup}$	Resistência ao cisalhamento do concreto calculado com a resistência superior
$V_{c-med}$	Resistência ao cisalhamento do concreto calculado com a resistência média
$V_{c-inf}$	Resistência ao cisalhamento do concreto calculado com a resistência inferior
$V_{c-exp}$	Resistência ao cisalhamento experimental provida do concreto
$V_{f-exp}$	Resistência ao cisalhamento experimental provida pela barra de FRP
$V_{f-pre}$	Resistência ao cisalhamento teórica provida pelos estribos de FRP
$\alpha_c$	Deformação relativa à carga máxima no modelo parabólico do concreto à compressão
$\alpha_u$	Deformação última no modelo parabólico do concreto à compressão

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>24</b>
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA	25
1.2	IMPORTÂNCIA DA PESQUISA	26
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	27
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>29</b>
2.1	GERAL	29
2.2	POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS	30
2.2.1	Desenvolvimento e Aplicação	30
2.2.2	Características dos compósitos em FRP	33
2.2.3	Processo de Produção	38
2.2.4	Características dos FRP	40
2.2.5	Propriedades dos compósitos em barra de fibra de basalto	41
2.2.6	Vigas reforçadas com barras de BFRP	47
2.3	NORMATIVAS QUE CONSIDERAM O USO DE FRP	51
2.3.1	Resistência à flexão	51
2.3.2	Resistência ao cisalhamento	54
2.3.3	Deflexão	56
2.3.4	Abertura de fissuras	58
2.4	CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL	59
2.5	MODELO NUMÉRICO	61
2.6	ENERGIA DE FRATURA	74
2.6.1	Energia de fratura na tração	75
2.6.2	Energia de fratura na compressão	78
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>80</b>
3.1	MATERIAIS	80
3.1.1	Concreto	80
3.1.2	BFRP	82
3.1.3	Aço	83
3.2	MÉTODOS	85
3.2.1	Elementos estudados	85
3.2.2	Resistência à compressão do concreto	92
3.2.3	Correlação de imagem digital	92
3.2.4	Ensaio de flexão	94

<b>4</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS . . . . .</b>	<b>96</b>
4.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO . . . . .	96
4.2	ENSAIOS À FLEXÃO . . . . .	99
4.3	CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL . . . . .	104
<b>5</b>	<b>COMPARATIVO COM MODELOS ANALÍTICOS . . . . .</b>	<b>116</b>
5.1	RESISTÊNCIA À FLEXÃO . . . . .	116
5.1.1	Momento fletor último . . . . .	116
5.1.2	Momento fletor de fissuração . . . . .	120
5.2	DEFLEXÃO . . . . .	123
5.2.1	Deflexão teórica . . . . .	123
5.2.2	Deflexão de serviço . . . . .	130
5.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO . . . . .	131
5.4	ABERTURA DE FISSURAS . . . . .	137
5.5	LIMITANTES AO DIMENSIONAMENTO . . . . .	148
<b>6</b>	<b>SIMULAÇÃO NUMÉRICA . . . . .</b>	<b>151</b>
6.1	MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS . . . . .	151
6.1.1	Geometria . . . . .	151
6.1.2	Parâmetros dos materiais e modelos constitutivos . . . . .	152
6.1.3	Elementos utilizados . . . . .	157
6.1.4	Sensibilidade da malha e do passo de carga . . . . .	159
6.2	RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO . . . . .	172
6.3	MODO DE FALHA E PADRÃO DE FISSURAÇÃO . . . . .	180
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS . . . . .</b>	<b>192</b>
7.1	ANÁLISE EXPERIMENTAL . . . . .	192
7.2	COMPARATIVO COM MODELOS ANALÍTICOS . . . . .	192
7.3	SIMULAÇÃO NUMÉRICA . . . . .	197
7.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS . . . . .	199
	<b>REFERÊNCIAS . . . . .</b>	<b>200</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material muito resistente quando solicitado à compressão, contudo sua resistência à tração é muito pequena. Para contornar esse problema, desenvolveu-se a técnica de inserir barras de aço visando promover uma resistência adicional nas regiões solicitadas por tensões de tração, dando início ao concreto armado.

Até certo tempo atrás o aço era praticamente a única opção disponível para reforço de estruturas de concreto. A combinação desses dois materiais se mostrou muito positiva, pois o aço resiste muito bem à tração e o concreto, ao mesmo tempo que resiste à compressão, protege o aço contra a corrosão devido à sua alta alcalinidade. Contudo, processos construtivos inadequados, desconhecimento das condições de serviço e ausência de manutenção adequada podem fazer com que agentes agressivos penetrem no concreto, favorecendo o início da corrosão no aço e reduzindo a durabilidade da estrutura.

A partir dos anos 1950, com o aumento do número de obras, sobretudo na América do Norte e Europa, a corrosão de estruturas de concreto armado se tornou um grande problema. As obras mais afetadas são os tabuleiros de pontes, lajes de garagens e estruturas marinhas onde existe a presença de íons cloreto. Para manter a servicibilidade dessas estruturas, manutenções periódicas são necessárias para conter o avanço dos danos. Os custos de reparo, reforço ou até mesmo a substituição de determinado elemento de uma obra pode ter um custo de até duas vezes o valor original de construção (BOYLE; KARBHARI, 1994).

Em virtude dos problemas que ocorrem devido à susceptibilidade do aço à corrosão, existe um campo muito promissor para a aplicação de materiais não corrosivos para substituição do aço, tais como os compósitos. Os compósitos são criados através da combinação de dois materiais, um servindo como reforço e outro como matriz. De maneira geral, a ideia é a mesma do concreto armado tradicional, que é um compósito, contudo, no caso dos materiais não corrosivos, são utilizadas fibras específicas, de acordo com as especificações a serem atendidas. Dentre as principais propriedades dos materiais compósitos utilizados como reforço no concreto destaca-se a elevada resistência à tração, resistência à ataques químicos e à corrosão, elevada durabilidade, baixo consumo energético na produção e baixo peso próprio, facilitando a montagem e instalação (BOYLE; KARBHARI, 1994).

As fibras mais comumente utilizadas na produção de compósitos são as fibras de vidro, carbono e aramida. Contudo, recentemente, a fibra de basalto, obtida através

da fusão da rocha basáltica, vem ganhando espaço devido as suas boas propriedades químicas e mecânicas (WU; WANG et al., 2014).

As fibras de basalto possuem elevada resistência mecânica, boa aderência à resinas, elevada resistência química, são resistentes à elevadas temperaturas e possuem módulo de elasticidade ligeiramente maior que as fibras de vidro (SIM; PARK; MOON, 2005; BUNSELL, 2018). Além disso, possuem vantagens ambientais, pois são recicláveis e requerem menor consumo de energia na sua produção, quando comparado com outras fibras (WU; WANG et al., 2014).

Em termos de normativas para dimensionamento de elementos em concreto utilizando barras de matriz polimérica reforçadas com fibras, as mais importantes e internacionalmente utilizadas são a normativa americana ACI 440.1R-15 (2015) e as canadenses CSA S806-12 (2012) e ISIS (2007). Todavia outros países também possuem normativas próprias, como por exemplo Rússia, Itália e Japão. As normativas apresentam coeficientes de ponderação a serem aplicados em função do tipo de fibra que constitui a barra, sendo contempladas as fibras de carbono, vidro e aramida. Não são apresentadas disposições acerca das barras reforçadas com fibras de basalto, uma vez que se trata de um material relativamente novo. Isso posto, a pesquisa vem com o intuito de compreender melhor o comportamento desse material, visando produzir elementos que possam ser utilizados na elaboração de futuras normas, fornecendo aos engenheiros subsídios para realizar o dimensionamento e também confiança para utilização dos compósitos em fibra de basalto na construção civil.

## 1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo geral da pesquisa é avaliar a utilização de barras em polímero reforçado com fibra de basalto ou BFRP (do inglês *Basalt Fiber-Reinforced Polymer*) como reforço em estruturas de concreto, com ênfase em vigas.

Para atender ao objetivo geral, o trabalho foi dividido em objetivos secundários, listados na sequência:

- Comparar o modo de ruptura de vigas reforçadas com BFRP com e sem estribos, em relação à vigas reforçadas com aço convencional, com e sem estribos;
- Utilizar a técnica de correlação de imagem digital para obtenção das deflexões e acompanhamento da abertura de fissuras;
- Comparar os resultados dos ensaios com as previsões do ACI 318-19 (2019) para as vigas reforçadas com aço e do ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007) para as vigas reforçadas com BFRP;



- Estabelecer os parâmetros que limitam o dimensionamento em vigas reforçadas com BFRP;
- Comparar os resultados experimentais com modelos numéricos em termos de carga máxima, deflexão, modo de ruptura e padrão de fissuração.

## 1.2 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

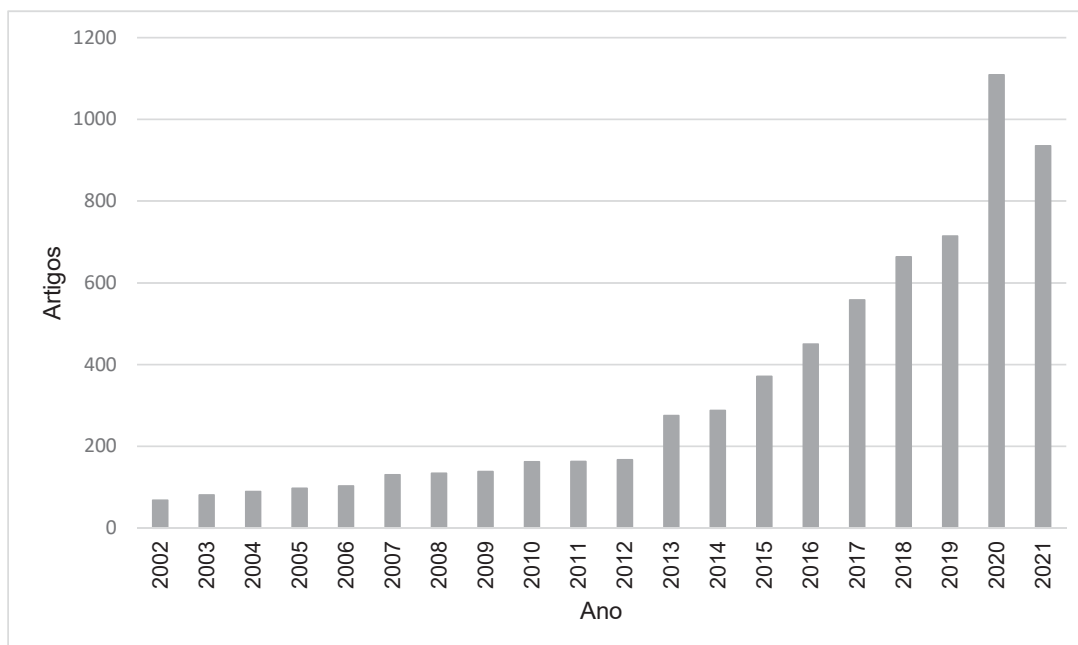
Os compósitos em BFRP se destacam pelo seu grande apelo ambiental, tanto pelo seu processo de produção quanto pela durabilidade. A produção desse material compósito não necessita de tanta energia quanto outros semelhantes, como por exemplo a fibra de vidro, além disso, a matéria-prima principal, a rocha basáltica, está disponível em praticamente todo o planeta. Já a durabilidade é dada pela característica não corrosiva, isso permite a construção de obras com maior vida útil, evitando reparos e substituições, consequentemente reduzindo o impacto ambiental (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

As fibras de basalto foram descobertas na França por Paul Dhé, sendo que a patente nos Estados Unidos foi recebida em 1923. Desde então as fibras de basalto foram empregadas de maneira mais restrita para fins militares, sendo utilizadas durante a Segunda Guerra Mundial por Estados Unidos, Europa e União Soviética. Em 1985 a primeira fábrica para produção de fibras de basalto foi implantada na região de Kiev (Ucrânia), já atualmente a maior parte das pesquisas e produção da fibra de basalto ocorrem em países da antiga União Soviética (BUNSELL, 2018). As fibras minerais em fibra de basalto não são um produto novo, contudo, a utilização das mesmas como reforço de matrizes poliméricas e a viabilidade comercial são bastante recentes (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014; BUNSELL, 2018).

Embora a utilização do BFRP apresente muitos benefícios, como se trata de um material com aplicação recente no reforço de matrizes poliméricas, ainda existem inúmeras características que necessitam ser estudadas, fazendo com que o campo de pesquisa seja muito amplo. As pesquisas compreendem desde os processos de produção do material (MENG et al., 2021), comportamento frente aos diferentes tipos de solicitação, notadamente tração (XING; XI; MA, 2019; SARASINI; TIRILLÒ; SEGHINI, 2018), compressão (FAN; ZHANG, 2016) e cisalhamento (CHOWDHURY et al., 2020; WANG; WANG et al., 2014), degradação do material (LIPATOV; GUTNIKOV; LAZORYAK, 2021; WANG; DING; RANDL, 2021), resistência à impacto (SÁNCHEZ-GÁLVEZ et al., 2020; ZHANG et al., 2020), protensão (SHI et al., 2015; XU et al., 2019), etc. A Figura 1 mostra o número de artigos de artigos publicados na plataforma Science Direct utilizando a palavra chave *basalt fiber* até o mês de maio de 2021. Nota-se que nos últimos anos, especificamente a partir do ano de 2013, existe um crescente interesse

na fibra de basalto, muito provavelmente devido aos benefícios ambientais que são proporcionados em relação à materiais já utilizados.

FIGURA 1 – NÚMERO DE ARTIGOS PUBLICADOS RELACIONADOS COM A FIBRA DE BASALTO NOS ÚLTIMOS ANOS



FONTE: O Autor (2021)

Assim, com a realização da presente pesquisa será possível compreender melhor o comportamento de vigas reforçadas com barras em fibra de basalto, especialmente em vigas sob flexão 3 pontos. O material resultante poderá auxiliar na elaboração de futuras instruções técnicas e normativas relativas ao assunto. Consequentemente, a existência de documentos que norteiam o dimensionamento com barras de fibra de basalto é um incentivo à utilização desse material, que produz menor impacto ambiental.

### 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação é dividida em sete capítulos. No primeiro capítulo é feita uma introdução sobre o assunto, bem como apresentada a importância do tema e os objetivos da pesquisa.

O segundo capítulo fornece o estado da arte através da revisão da literatura, onde são apresentadas as pesquisas já realizadas em relação aos temas abordados no trabalho. Primeiramente são destacadas as propriedades dos compósitos em fibra de basalto e seus processos de produção. Na sequência são expostas as pesquisas realizadas em vigas e as principais normativas utilizadas no dimensionamento. O item seguinte trata da correlação de imagem digital, que é a técnica empregada

nos experimentos para obtenção das deflexões e abertura de fissuras. Por fim são apresentados trabalhos que estudaram modelos numéricos de elementos reforçados com barras poliméricas.

O terceiro capítulo trata dos materiais e métodos à respeito dos ensaios em vigas reforçadas com aço e com barras de fibra de basalto. Estão incluídos no capítulo a descrição dos materiais utilizados, o dimensionamento das peças, preparação e moldagem dos exemplares, procedimentos de ensaio e monitoramento através de imagem.

O quarto capítulo é dedicado aos resultados experimentais e é dividido em dois tópicos principais. O primeiro tópico apresenta os resultados da correlação de imagem digital, que trata dos deslocamentos e padrão de fissuração das vigas. No segundo são analisados os valores de saída da prensa, focados mais na carga resistente.

No capítulo cinco são feitos os comparativos entre os resultados experimentais e os analíticos previstos pelo ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007). Os comparativos são feitos em termos de resistência à flexão, deflexão, cisalhamento e abertura de fissuras.

No capítulo seis os resultados experimentais são comparados com resultados numéricos obtidos com o software DIANA FEA. Os comparativos são feitos em termos de relação carga-deflexão e padrão de fissuração.

Por fim, no sétimo capítulo são apresentadas, de forma sintetizada, as principais conclusões obtidas na realização da presente pesquisa.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 GERAL

Para utilização na construção civil, os polímeros reforçados com fibras ou FRP (do inglês *Fiber-Reinforced Polymer*) apresentam algumas vantagens em relação ao aço, como por exemplo características não corrosivas, baixo peso próprio e propriedades não magnéticas (GANGARAO; TALY; VIJAY, 2007). Os compósitos em BFRP na forma de barras estão iniciando no Brasil. Contudo, diretrizes específicas para dimensionamento utilizando esse material especificamente ainda não são contempladas por normativas nacionais tampouco internacionais.

Uma estrutura reforçada com compósitos em BFRP possui um comportamento diferente de uma estrutura convencionalmente reforçada com aço. Esses compósitos possuem comportamento elástico-linear até a ruptura e o módulo de elasticidade é, em geral, muito inferior ao do aço. Isso acarreta em maiores deflexões e abertura de fissuras, fazendo com que as peças reforçadas com BFRP, no geral, sejam governadas pelo estado limite de serviço (ACI 440.1R-15, 2015).

Em virtude do comportamento ser distinto das estruturas de concreto armado, estudos para compreender melhor esses elementos e sua aplicação na construção civil são necessários. Na sequência é apresentada uma revisão da literatura, de forma a proporcionar uma contextualização acerca do assunto e dos temas que já foram e que estão sendo estudados.

A revisão da literatura inicia com o histórico da utilização dos compósitos em BFRP, processo de produção, tipos de materiais existentes e algumas aplicações. É dado enfoque em barras constituídas por polímeros, uma vez que serão os utilizados no presente trabalho. Na sequência, as vantagens e desvantagens são levantadas, assim como as propriedades de resistência à tração, ao fogo, arrancamento, fluência e fadiga, e resistência aos álcalis.

Com foco no estudo de vigas reforçadas com barras em fibra de basalto, serão apresentados os trabalhos que já abordaram a utilização desses elementos. O intuito é compreender os parâmetros avaliados, além das normativas específicas para o dimensionamento de estruturas utilizando FRP. Para avaliar deformações e padrões de fissuração, são expostos alguns trabalhos que utilizaram a correlação de imagem digital. Esse procedimento consiste no monitoramento do campo de deslocamentos em uma determinada área do elemento estrutural.

## 2.2 POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS

### 2.2.1 Desenvolvimento e Aplicação

O grande desenvolvimento dos polímeros em FRP ocorreu após a Segunda Guerra Mundial, quando a indústria aeroespacial havia necessidades que não eram supridas com a utilização de materiais convencionais. A solução dessas demandas veio com o desenvolvimento de novos materiais, que consistiam em fibras muito resistentes embebidas numa matriz polimérica (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

Nos anos de 1950, com a expansão da malha rodoviária nos Estados Unidos, tornou-se comum a aplicação de sais anticongelantes nas pontes rodoviárias. Devido à utilização de sal marinho, as obras começaram a apresentar níveis acentuados de corrosão, acarretando em altos custos de manutenção. Diversas soluções foram investigadas com o intuito de prevenir a corrosão das armaduras, entre elas a utilização de pinturas galvanizadas, pintura eletrostática, concreto impregnado com polímeros, pinturas epóxi, ligas de aço e barras de polímero reforçadas com fibra de vidro ou barras de GFRP (do inglês *Glass Fiber-Reinforced Polymer*). Contudo, as barras de aço com pintura epóxi se mostraram a melhor solução, pois até o final dos anos 1970 as barras de GFRP não eram uma alternativa viável (ACI 440.1R-15, 2015).

A utilização de reforço em barras de FRP em estruturas vinha sendo desenvolvida desde os anos 1960 no Estados Unidos, 1970 na Europa e no Japão (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014; BANK, 2006). Contudo, foi nos anos 1980 que surgiu uma demanda para utilização de reforços não metálicos. Isso fez com que as barras em FRP saíssem do âmbito acadêmico, passando a estar disponíveis para utilização no mercado. Nessa época a maior utilização de reforços não metálicos era em estruturas para equipamentos médicos. Com o tempo, outros usos surgiram, como por exemplo: muros costeiros, bases de transformadores em subestações de energia, pistas de aeroportos e laboratórios eletrônicos (ACI 440.1R-15, 2015).

Os compósitos em FRP têm uma aplicação muito ampla tanto na construção de obras novas como na reabilitação de estruturas existentes. Muitas estruturas utilizando barras em FRP já foram executadas na América do Norte, Europa, Japão e em diversos outros países (ACI COMMITTEE 440, 2007). Nos Estados Unidos e no Canadá diversas obras, sobretudo Obras de Arte Especiais, foram executadas utilizando-se barras de GFRP. Como exemplos citam-se a ponte Val-Alain (Figuras 2 e 3), construída em 2004, sendo a primeira ponte do Canadá com laje executada totalmente com reforço em GFRP e o viaduto Emma Park, construído no ano de 2009 nos EUA, onde foram utilizados painéis de lajes pré-fabricados em barras de GFRP protendidas (Figuras 4 e 5).

FIGURA 2 – LAJE DA PONTE VAL ALAIN ANTES DA CONCRETAGEM



FONTE: Benmokrane, El-Salakawy e El-Gamal (2005)

FIGURA 3 – VISTA DA PONTE VAL ALAIN DURANTE AS OBRAS



FONTE: Benmokrane, El-Salakawy e El-Gamal (2005)



FIGURA 4 – LAJE DO VIADUTO EMMA PARK EXECUTADO COM BARRAS DE GFRP PRO-TENDIDAS



FONTE: Udot (2009)

FIGURA 5 – VIADUTO EMMA PARK FINALIZADO



FONTE: Udot (2009)

No Brasil, a utilização de compósitos em FRP em aplicações estruturais ainda é pequena. Compósitos em polímero reforçado com fibra de carbono ou CFRP (do inglês *Carbon Fiber-Reinforced Polymer*) são utilizados em reforços estruturais, contudo, aplicações em obras novas como por exemplo na forma de vergalhões em FRP ainda são praticamente inexistentes.

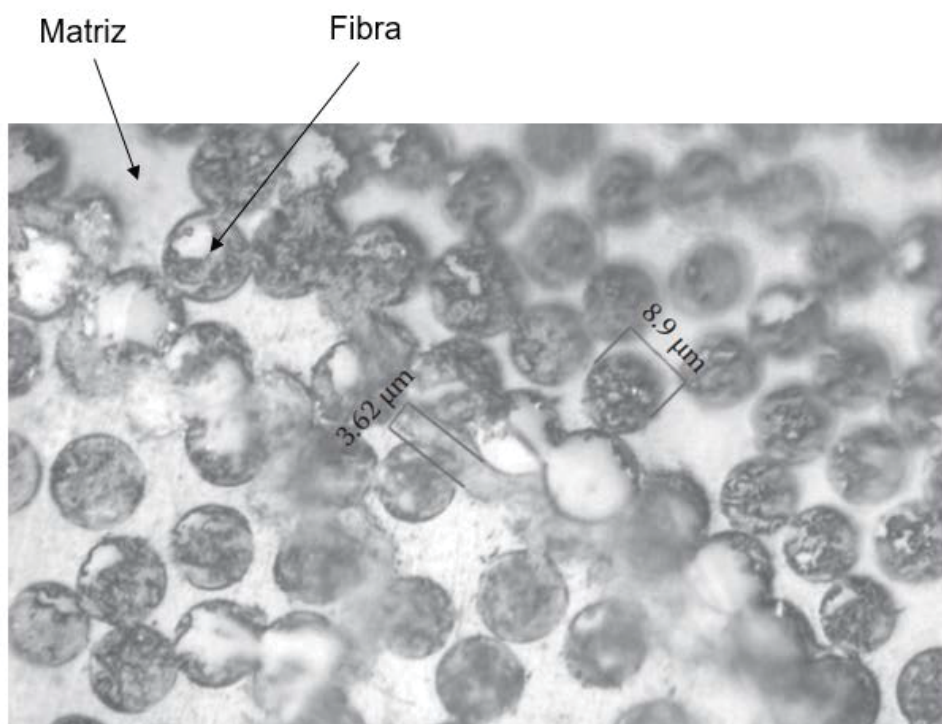
Os FRP são constituídos principalmente por algum tipo de fibra, sendo que as mais utilizadas para produção de barras são as de vidro, carbono e aramida. Porém, mais recentemente, barras produzidas com fibras de basalto se tornaram comercialmente disponíveis como uma alternativa para os barras em fibra de vidro e para as armaduras de aço convencionais, utilizadas tanto no reforço interno quanto no retrofit de estruturas de concreto (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014). Diferentemente das fibras de vidro e de carbono, a fibra de basalto não tem um uso recorrente. Essa limitação se deve principalmente à ausência de pesquisas e ensaios mais aprofundados, necessários no estabelecimento de normativas e guias de dimensionamento (HIGH et al., 2015)

### 2.2.2 Características dos compósitos em FRP

Os compósitos em FRP são a última versão do antigo conceito de combinar dois materiais para produzir um melhor. Eles consistem em fibras muito resistentes embebidas numa matriz polimérica. A Figura 6 mostra a seção transversal amplificada de um compósito em FRP onde é possível visualizar a fibra com diâmetro micrométrico e a matriz polimérica. As fibras e a matriz, individualmente, não possuem utilização estrutural (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014). Contudo, quando os dois materiais são unidos, as fibras fornecem resistência e rigidez para o compósito e geralmente são responsáveis por resistir às cargas solicitantes. A matriz, por sua vez, é responsável por unir e proteger as fibras, além de permitir a transferência de esforços através de tensões de cisalhamento (ACI COMMITTEE 440, 2007).



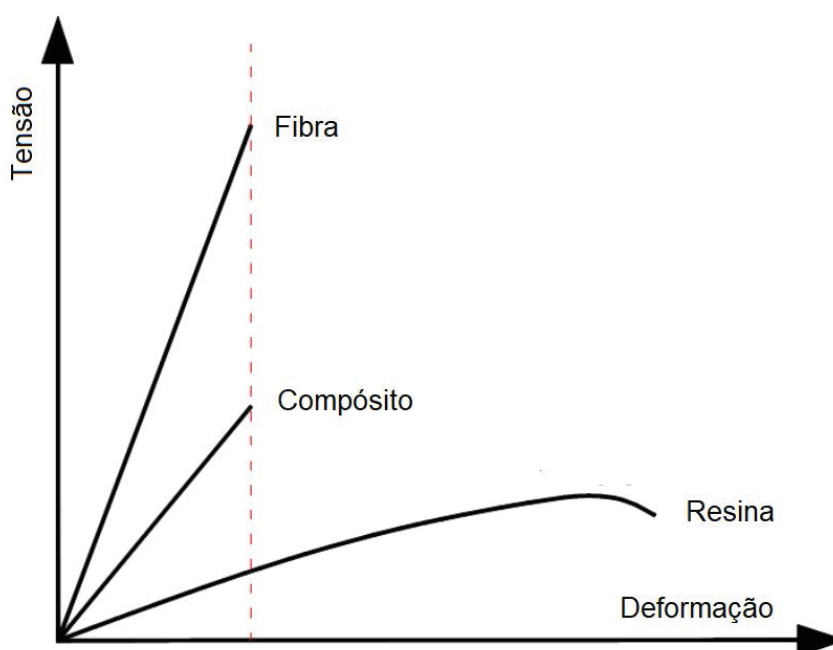
FIGURA 6 – SEÇÃO TRANSVERSAL AMPLIFICADA DE UM COMPÓSITO EM FRP



FONTE: Adaptado de Zoghi (2014)

Quando se analisam separadamente as fibras e a resina, observa-se que as fibras possuem uma resistência maior que a resina. O compósito, por sua vez, como é resultado da união dos dois materiais apresenta uma resistência intermediária, conforme pode ser observado na Figura 7. Para que os compósitos tenham função estrutural, é necessário que o volume de fibra seja no mínimo de 55% no caso de barras e 35% no caso de mantas. As propriedades mecânicas do compósito em FRP dependem da qualidade da fibra, orientação, forma, taxa de fibra, adesão na matriz e sobretudo do processo de fabricação (ISIS, 2007).

FIGURA 7 – RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA AS FIBRAS, MATRIZ E COMPÓSITO EM FRP



FONTE: adaptado de Elgabbas (2016)

As fibras de vidro são feitas a partir da sílica, encontrada na areia. Esse material é derretido e fios contínuos são produzidos. A fibra de vidro é utilizada na maioria das aplicações de compósitos devido ao seu baixo custo, quando comparado com as demais fibras. Existem diferentes formas de fibra de vidro, os tipos mais comuns são a E-glass (mais comumente utilizada), S-glass (mais resistente, rígida e com elevada resistência à corrosão) e AR-glass (resistente à álcalis). As fibras E-glass possuem grande capacidade de isolamento térmico, baixa resistência à umidade e elevadas propriedades mecânicas. As S-glass possuem elevada resistência à tração e módulo de elasticidade, mas devido ao elevado custo, são menos utilizadas que as E-glass. Já as fibras AR-glass possuem elevada resistência ao ataque promovido pelos álcalis do cimento, contudo, para a produção de barras com esse tipo de fibra, existe uma grande dificuldade na questão da compatibilidade das resinas utilizadas, fazendo com que barras produzidas com fibras álcali resistentes ainda não estejam disponíveis. Entre as principais características dos compósitos em fibra de vidro destacam-se a elevada resistência à tração, razoável módulo de elasticidade, boa capacidade de isolamento térmico, susceptibilidade à ruptura por fluência e perda de resistência sob a ação de cargas constantes (CHUNG, 1994; NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

As fibras de carbono são feitas a partir da poliacrilonitrila (PAN), piche ou rayon. Para aplicações na engenharia civil, as fibras mais utilizadas são produzidas a partir da PAN, que possuem elevada resistência e módulo de elasticidade baixo (CFRP-HS).

Já as fibras produzidas a partir do piche possuem elevado módulo de elasticidade e uma menor resistência (CFRP-HM), adequadas para aplicações aeroespaciais. Antes da utilização do piche, as fibras de carbono eram feitas a partir do rayon (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014). Entre as principais características destacam-se a elevada resistência, baixa densidade, baixo coeficiente térmico, excelente resistência à fluência, estabilidade química, proporcionando resistência à álcalis e ácidos, e alta condutividade elétrica, podendo ocasionar corrosão por par galvânico quando em contato com metais. Algumas desvantagens da fibra de carbono, estão a anisotropia, pequena deformação na ruptura e resistência à compressão baixa quando comparada à tração (CHUNG, 1994).

No caso da aramida, trata-se de uma fibra orgânica produzida a partir de um composto sintético chamado poliamida aromática. Suas principais características são elevada resistência à tração, baixa resistência à compressão e ao cisalhamento, grande resistência ao impacto devido à sua elevada absorção de energia, módulo de elasticidade moderado e baixa densidade (CHANDRA; ENAMUL, 2014). Além disso, são suscetíveis à fadiga, absorção de umidade até as fibras serem impregnadas pela resina e sensíveis aos raios UV (ZOGHI, 2014). Kevlar é o tipo de fibra de aramida mais comum, e está comercialmente disponível como Kevlar 29, 49 e 149. Os elevados custos limitam o uso desse tipo de fibra em barras de FRP (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

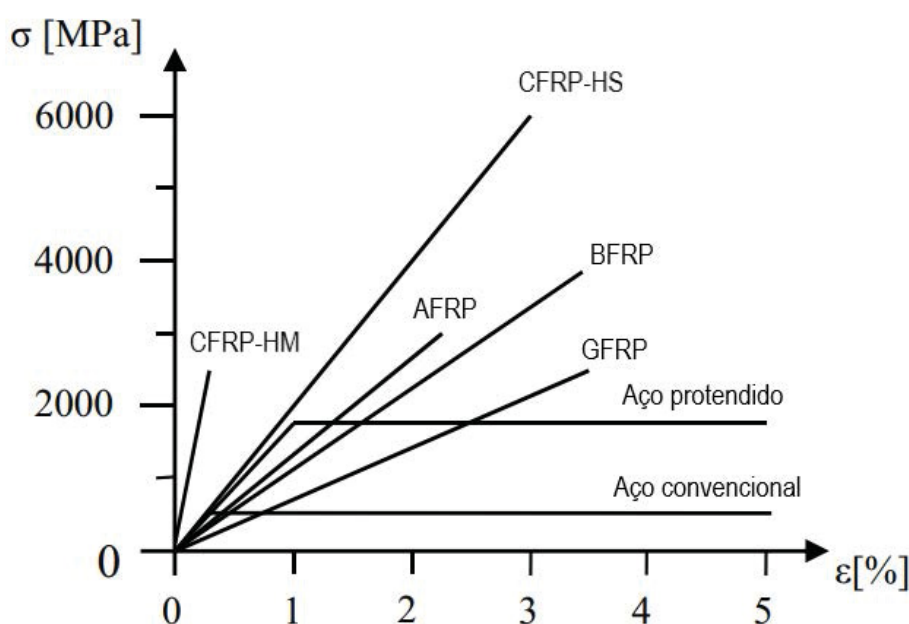
As fibras de basalto, por sua vez, são obtidas através da fusão da rocha basáltica. É possível dividir a rocha em partículas suficientemente pequenas para a produção de fibras. As fibras produzidas possuem boa resistência química e física, boa adesão a metais, resinas epóxi e colas, excelentes propriedades de isolamento térmico, elétrico e acústico. Fibras de basalto são ligeiramente mais resistentes e mais rígidas que as fibras de vidro, possuem maiores deformações últimas que a fibra de carbono e são resistente à altas temperaturas (SIM; PARK; MOON, 2005; BUNSELL, 2018).

Para produção das fibras de basalto, apesar de utilizar a mesma tecnologia empregada na produção das fibras E-glass, o processo requer menor quantidade de energia, e além disso, a matéria-prima (rocha basáltica) está disponível praticamente em todo o mundo (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014). As fibras de basalto podem ser consideradas um material sustentável pois durante a produção não são adicionados aditivos químicos, solventes, pigmentos e nenhum outro material perigoso. Quando as fibras embebidas em resina são recicladas, o mesmo material resultante do derretimento da rocha natural é obtido, o que significa que o compósito contendo fibra de basalto é incinerado e o basalto remanescente pode ser utilizado novamente (KAMENNY, 2019). As fibras de basalto possuem também uma boa capacidade de *biosolubility*, ou seja, a capacidade da fibra em se dissolver no médio a longo prazo quando em contato com

líquidos biológicos. A *biosolubility* tem sido um requisito nas diretrizes internacionais aplicadas na indústria da fibra de vidro, e o cumprimento dessas regras representa o principal guia nas demandas de mercado futuras (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

As fibras, em virtude de serem produzidas de materiais diferentes, apresentam comportamentos distintos quando solicitadas. A Figura 8 apresenta a relação tensão - deformação para fibras de maneira isolada (sem polímero), e possibilita um comparativo com o aço utilizado corriqueiramente nas obras de engenharia.

FIGURA 8 – PROPRIEDADES DE DIFERENTES FIBRAS EM RELAÇÃO AO AÇO CONVENCIONAL



FONTE: adaptado de Sonnenschein, Gajdosova e Holly (2016)

Observa-se na Figura 8 que as fibras possuem uma resistência última superior à do aço. Todavia, é importante salientar também a diferença no módulo de elasticidade, as fibras de carbono, dependendo das características de produção, possuem um módulo de elasticidade similar a superior ao do aço. Contudo, as fibras de aramida, basalto e vidro possuem módulo de elasticidade menor que o do aço, implicando em cuidados extras na etapa de dimensionamento sobretudo no que tange às deformações da estrutura.

Já entre as matrizes, as mesmas podem ser constituídas por resinas termofixas ou termoplásticas. As resinas termofixas, ao contrário das termoplásticas, uma vez curadas não podem ser convertidas para sua forma original nem remodeladas. Para produção de barras em FRP, utilizadas na construção civil, geralmente são utilizadas as resinas termofixas de poliéster, vinil éster ou epóxi (ZOGHI, 2014).

A resina de poliéster é largamente utilizada na produção de compósitos em FRP pois é barata, resistente à corrosão, tem cura rápida, tolera a presença de raios ultravioleta, além de apresentar boas propriedades químicas e mecânicas. Contudo, apresenta algumas desvantagens, como por exemplo baixo módulo de elasticidade, fluência, e baixa deformação na ruptura (1-2%, comparado com 3,5-4,5% das resinas epóxi convencionais) (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014; AMRAN et al., 2018).

A resina de vinil éster é um híbrido da resina epóxi e da resina poliéster insaturada. Atualmente as resinas vinil éster são utilizadas na fabricação da maioria das barras e perfis pultrudados em FRP. Muitos fabricantes produzem perfis com o mesmo formato usando resinas de poliéster e vinil éster (BANK, 2006). Possui elevada resistência e rigidez, resistência química, contra álcalis e fadiga. Além disso, apresenta boa aderência com a fibra de vidro, fazendo com que seja preferida na produção de compósitos em GFRP (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014).

As resinas epóxi são utilizadas nos compósitos em FRP destinados a aplicações estruturais. A maioria das mantas em fibra de carbono utilizadas em reforços estruturais são feitas com resinas epóxi, a aderência dessas faixas de reforço no concreto também é feita utilizando-se o mesmo tipo de resina. Resinas epóxi também tem sido utilizadas na produção de cabos em FRP para concreto protendido e para estais de pontes (BANK, 2006). As resinas epóxi se caracterizam por possuírem elevada capacidade mecânica, fácil processamento, baixa retração durante a cura, boa adesão com diversas fibras e resistência à corrosão. As principais desvantagens são alto custo e tempo de cura longo, necessitando muitas vezes de um processo de pós-cura (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014). As resinas epóxi podem ser misturadas com outras resinas, como por exemplo as resinas vinil éster com o objetivo atender especificações físicas e de durabilidade (ACI 440.6M-08, 2008).

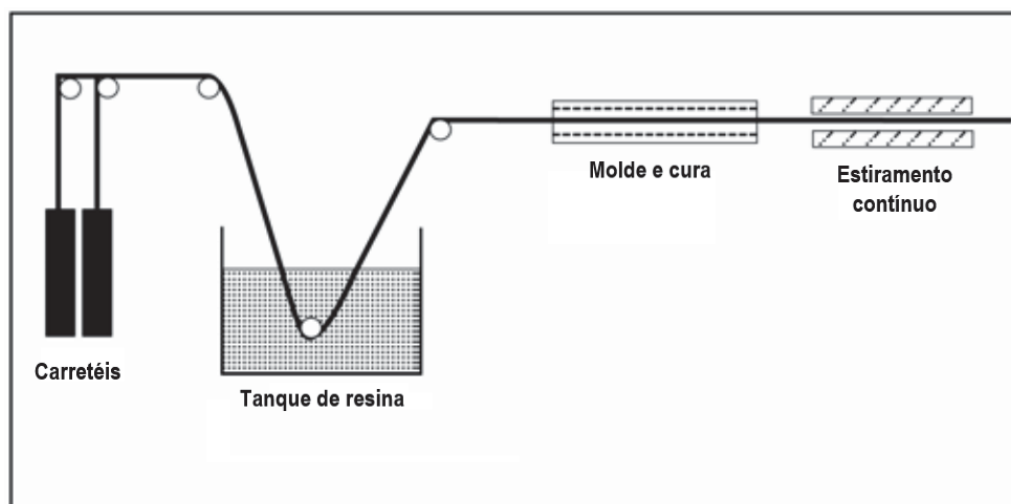
### 2.2.3 Processo de Produção

Os processos de produção dos compósitos em FRP podem ser classificados em manuais, semi-automatizados e automatizados (ZOGHI, 2014). Os compósitos utilizados nas aplicações da engenharia civil são produzidos por um processo automatizado chamado de pultrusão, esse processo é utilizado em fibras de vidro (para produção de GFRP), fibras de carbono (para produção de CFRP), fibras de basalto (para produção de BFRP) e fibras de aramida (para produção de AFRP) (BANIBAYAT; PATNAIK, 2015)

A pultrusão permite a produção de perfis contínuos em FRP. Nesse processo, os fios da fibra são primeiramente desenrolados continuamente dos carretéis, passam por um tanque de resina, onde ficam saturados, posteriormente seguem para um molde e são aquecidos para promover a cura, a Figura 9 mostra um esquema do processo de

pultrusão. A velocidade com que os perfis são estirados é determinado em função do tempo necessário de cura da resina. Para garantir uma boa aderência com o concreto as barras recebem fios trançados na superfície ou então são revestidas com uma camada de areia (ISIS, 2007)

FIGURA 9 – PROCESSO DE PULTRUSÃO

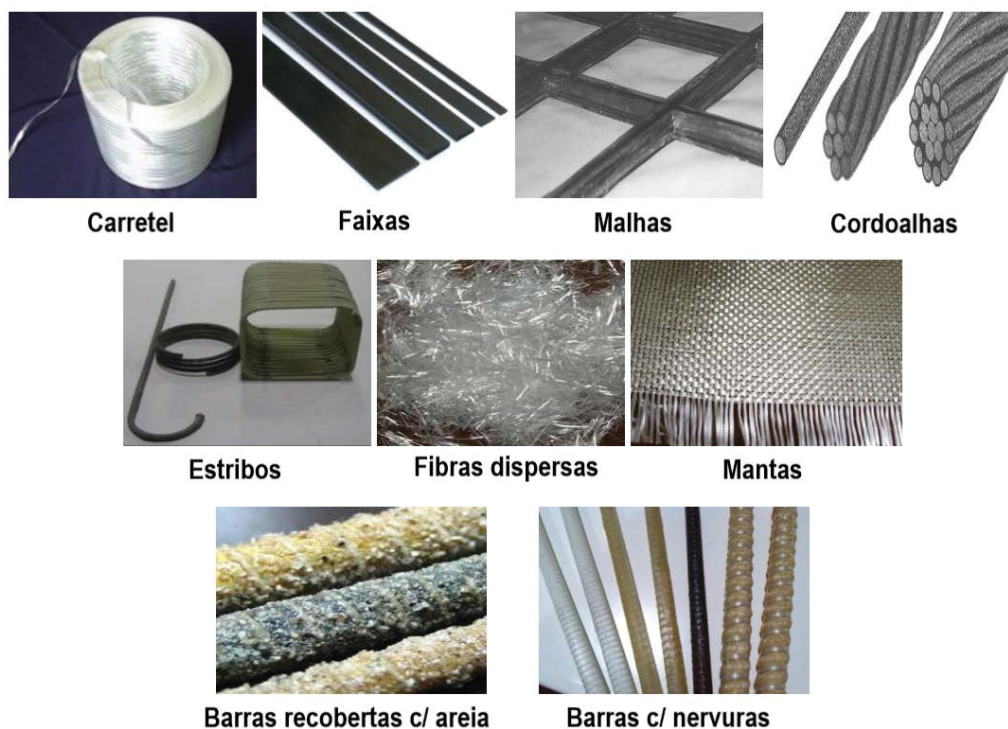


FONTE: adaptado de ISIS (2007)

Os compósitos em FRP podem ser produzidos na forma de barras, mantas e malhas, com uma variedade muito grande de formas e revestimentos de superfície, conforme mostrado na Figura 10. Alguns produtos podem utilizar somente a fibra, como por exemplo os carretéis, fibras dispersas e mantas. Já o FRP é constituído pela combinação de fibra e resina, no caso das faixas, malha, cordoalhas, estribos e barras.



FIGURA 10 – PRODUTOS EM FIBRA ISOLADA E EM FRP



FONTE: adaptado de Elgabbas (2016)

#### 2.2.4 Características dos FRP

O comportamento das barras em FRP é bastante diferente do comportamento das barras de aço. As barras em FRP são anisotrópicas, possuem elevada resistência à tração na direção das fibras e o comportamento é elástico-linear até a ruptura, sem patamar de escoamento (NANNI, 1993). Em vigas de concreto, a substituição do aço por um FRP com menor módulo de elasticidade, mantendo-se a mesma área, acarretará em maiores deflexões, abertura de fissuras e aumento da carga última. Isso significa que os critérios do Estado Limite de Serviço são limitantes no dimensionamento. Em relação ao cisalhamento, a resistência é muito afetada pelo comportamento anisotrópico (ACI COMMITTEE 440, 2007). Além disso, o comportamento das barras de FRP na compressão não é tão bom quanto na tração. Devido à anisotropia, o módulo de elasticidade é menor na compressão (MALLICK, 2007). São destacadas, na sequência, algumas vantagens e desvantagens dos compósitos em FRP relacionados com sua aplicação em estruturas da engenharia civil.

As principais vantagens dos compósitos em FRP são:

- Quando comparado com o aço, os compósitos em FRP possuem uma relação peso/resistência muito baixa, facilitando o transporte e a montagem (AMRAN et al., 2018);

- Apresentam elevados coeficientes de amortecimento (CASTELLARO; RUSSO, 2019);
- Resistência à corrosão (ACI 440.1R-15, 2015; ISIS, 2007);
- Elevada resistividade elétrica (BANK, 2006);
- A natureza anisotrópica dos compósitos em FRP pode ser uma vantagem se as fibras forem posicionadas na direção das maiores tensões ou para promover aumento da rigidez em determinada direção (ELGABBAS, 2016).

As principais desvantagens são:

- Devido ao módulo de elasticidade baixo, a abertura de fissuras e as deflexões são maiores que em peças reforçadas com aço (DUIC; KENNO; DAS, 2018);
- Não é possível realizar a dobra das barras depois da resina curada. As dobras devem ser realizadas antes do término da cura da resina (ELGABBAS, 2016);
- A resistência reduz consideravelmente quando as temperaturas atingem a chamada temperatura de transição vítrea da matriz (ELGABBAS, 2016);
- Baixa durabilidade de algumas fibras de vidro em ambientes com elevadas quantidades de sais ou álcalis (BANK, 2006);
- A anisotropia do material e a ausência de patamar de escoamento torna o dimensionamento mais complicado (ELGABBAS, 2016).

#### 2.2.5 Propriedades dos compósitos em barra de fibra de basalto

##### Tensão resistente

Assim como os demais compósitos em FRP, as barras em fibra de basalto possuem comportamento elástico linear até a ruptura. Devido a essa característica, o reforço com barras de FRP não é recomendado em zonas de peças que requerem redistribuição de momentos. Atualmente, a redistribuição de momentos em peças reforçadas com barras em FRP não é considerada no cálculo, devido sobretudo à ausência de experiência nesse tipo de aplicação (ZOGHI, 2014).

A resistência longitudinal dos compósitos em FRP varia de acordo com o diâmetro em decorrência do efeito de *shear lag* (ZOGHI, 2014). Numa barra de FRP, os esforços são transmitidos através do cisalhamento, da região externa para a interna. Quando maior o diâmetro da barra maior é a diferença de tensão entre as fibras externas e as internas, sendo esse efeito conhecido como *shear lag*. A tensão última da barra diminui à medida que o diâmetro aumenta (BANK, 2006). Além da variação de acordo



com o diâmetro, barras feitas com materiais de diferentes fabricantes apresentam variação da resistência e do módulo de elasticidade. A Tabela 1 mostra alguns valores da literatura obtidos para barras de compósito em fibra de basalto onde é possível observar, para um mesmo diâmetro, significativas variações no módulo de elasticidade, tensão e deformação últimas dependendo do fabricante.

### Resistência ao fogo

A resistência ao fogo de elementos reforçados com barras em FRP está diretamente relacionada com a temperatura a qual as barras estão sujeitas. Quando a superfície de uma barra localizada dentro de uma peça de concreto atinge a temperatura de transição vítrea ( $T_g$ ) da resina, as propriedades físicas e mecânicas começam a se alterar, reduzindo a capacidade de transferir os esforços devido à perda de aderência com o concreto. Quando a temperatura da barra excede  $T_g$ , as fibras ainda conseguem transmitir a força desde que as ancoragens não estejam numa região exposta ao fogo (NANNI; DE LUCA; ZADEH, 2014). Com o intuito de conhecer o comportamento do BFRP sob a ação do fogo, alguns estudos foram realizados, contudo, o seu comportamento mecânico e suas propriedades de aderência no concreto exposto a altas temperaturas são fatores ainda não completamente compreendidos (LI et al., 2017).

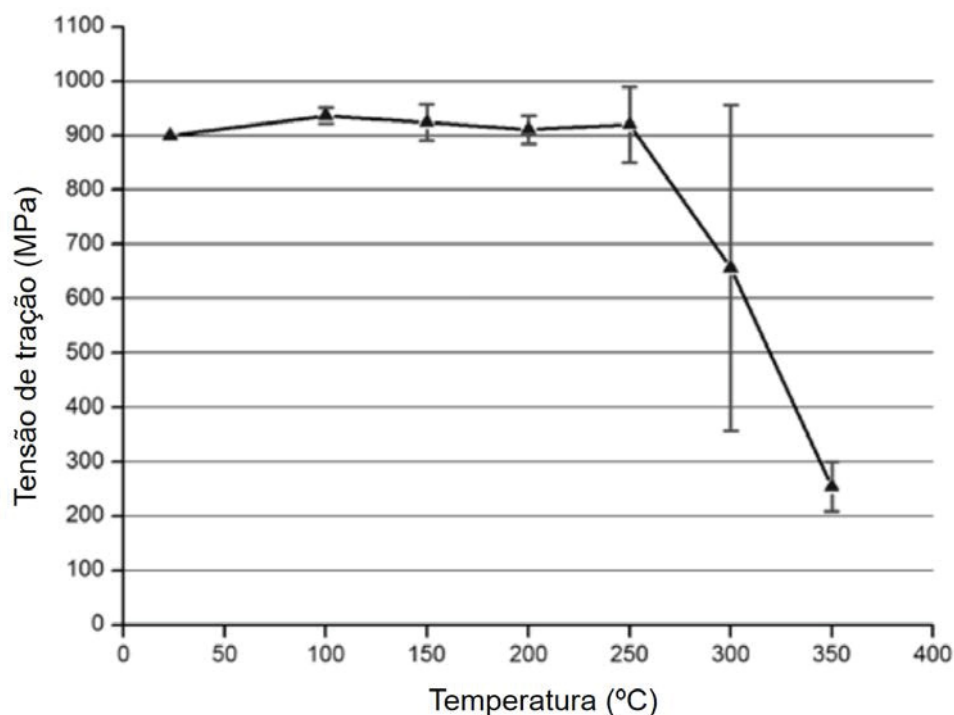
O trabalho de Wu, Li e Xian (2010) apresentou um estudo onde foram realizados ensaios de tração sob altas temperaturas e resistência residual em barras de BFRP. Sob temperaturas acima de 200 °C uma fumaça começava a sair da barra, indicando início da combustão da resina. Para temperaturas entre 250 °C e 300 °C observou-se a presença de chamas saindo da barra. Já em temperaturas acima de 300 °C, a resina se encontrava completamente decomposta. Durante os ensaios de tração, comparando com a temperatura ambiente, observou-se que as fibras se rompiam sob tensões muito menores quando expostas a altas temperaturas, esse comportamento pode ser observado na Figura 11.

TABELA 1 – Módulo de elasticidade, tensões e deformações últimas de barras de BFRP obtidas na literatura.

<b>Referência</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Módulo de elasticidade (GPa)</b>	<b>Tensão última (MPa)</b>	<b>Deformação última (%)</b>
Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2015)	3	44,000	1285,000	-
Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2015)	5	43,000	1196,000	
Wu, Dong et al. (2015)	6	46,000	1398,000	-
Li et al. (2017)	6	51,093	1176,200	2,304
Li et al. (2017)	8	47,584	1188,300	2,497
Abed e Alhafiz (2019)	8	42,900	1075,100	2,500
Jumaa e Yousif (2019)	8	56,000	1100,000	1,900
Urbanski, Lapko e Garbacz (2013)	8	39,050	1051,790	2,810
Mahroug, Ashour e Lam (2014)	8	50,000	1250,000	2,500
Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2015)	8	47,000	1481,000	-
Zheng, Zhou, Xia et al. (2018)	10	45,000	1392,000	-
Abed e Alhafiz (2019)	10	42,800	1028,700	2,400
Mahroug, Ashour e Lam (2014)	10	50,000	1350,000	2,700
Li et al. (2017)	10	51,356	1225,700	2,389
Serbescu, Guadagnini e Pilakoutas (2015)	10	46,000	1319,000	-
Zheng, Zhou, Taylor et al. (2019)	12	48,976	1115,300	-
Abed e Alhafiz (2019)	12	46,600	1118,600	2,400
Zhu et al. (2018)	12	43,260	1034,100	-
Zhu et al. (2018)	14	41,790	1030,600	-
Abed e Alhafiz (2019)	16	46,000	1121,300	2,400
Jumaa e Yousif (2019)	16	58,000	1089,000	1,900
Jumaa e Yousif (2019)	19	58,000	996,000	1,700

FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 11 – VARIAÇÃO DA TENSÃO RESISTENTE COM A TEMPERATURA



FONTE: adaptado de Wu, Li e Xian (2010)

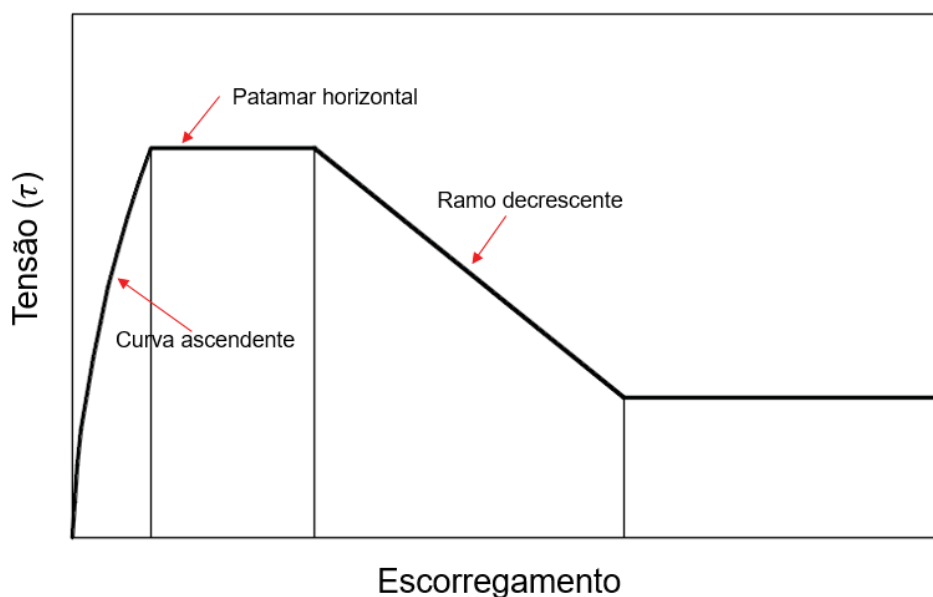
Li et al. (2017) estudaram o efeito das altas temperaturas na aderência entre o concreto e as barras de BFRP. Foram utilizadas barras de 6, 8 e 10mm com superfície nervurada e revestidas com areia. Os testes de arrancamento foram realizados de acordo com o ACI 440.3R-04, foram obtidas as seguintes conclusões:

- A resistência ao arrancamento diminui gradativamente com o aumento da temperatura. Para temperaturas variando de 70 °C até 220 °C a resistência ao arrancamento diminuiu entre 2,45% e 7,11% quando comparado com a temperatura ambiente. A 270 °C a resistência diminuiu em 32%. A 350 °C a resistência remanescente era de 12,20% em comparação com o valor original;
- A tensão de arrancamento diminui com o aumento no comprimento de ancoragem e o diâmetro da barra.

#### Aderência com o concreto

Para obter as respostas da relação força-escorregamento para barras em FRP, diversos estudos foram realizados nas últimas décadas. Muitos pesquisadores utilizam o modelo conhecido como BPE, mostrado na Figura 12. Esse modelo considera uma curva ascendente até que a tensão de pico seja atingida, ocorre então um patamar onde a tensão de pico é constante, seguido por uma ramo decrescente até o valor de uma tensão residual (IBRAHIM; FAHMY; WU, 2015).

FIGURA 12 – MODELO BPE PARA RELAÇÃO TENSÃO-ESCORREGAMENTO



FONTE: adaptado de Eligehausen, Popov e Bertero (1983)

O estudo realizado por Ibrahim, Fahmy e Wu (2015) verificou de forma numérica e experimental a aderência com o concreto de barras em BFRP com diferentes características superficiais. Os resultados mostraram que a configuração superficial tem uma importante influência no ramo ascendente, na tensão de pico, na estabilidade dessa tensão e também no ramo decrescente. O estudo evidenciou que a melhora nas características da superfície das barras melhorou de forma significativa a resistência ao arrancamento, tornando-se comparável com as barras de aço nervuradas.

High et al. (2015) estudaram o comportamento de peças reforçadas com barras de BFRP, o comprimento de ancoragem foi um dos parâmetros avaliados. Foram estudados os comportamento de barras dentadas e nervuradas, concluiu-se que o comprimento de ancoragem mínimo, para ambas as características superficiais, é de 32 vezes o diâmetro.

Shen et al. (2020) analisaram a aderência entre barras de BFRP e o concreto sob a ação de cargas cíclicas. De acordo com a pesquisa, a relação entre a tensão e o escorregamento das barras durante os ensaios pode ser dividida em fases com características distintas: fase elástica, propagação de fissuras, fechamento das fissuras e fase de fricção. Os ensaios foram executados com controle de deslocamento, onde inicialmente aplicou-se uma carga relativa à tensão última de aderência, em seguida foram aplicadas cargas cíclicas.

A carga relativa ao primeiro ciclo é igual a um teste estático sob ação de uma carga monotônica, o qual o modelo BPE é aplicável. A partir dos ensaios realizados, os autores estabeleceram que existe um trecho elástico e linear na relação tensão

- deslocamento enquanto a tensão é inferior à 40% da resistência à aderência. A propagação das fissuras inicia-se a partir de 40% da tensão, sendo porém, mais perceptível somente sob ação de tensões acima de 80% da tensão última. Assim, pode-se dizer que a maioria dos danos ocorrem somente na faixa acima de 80% da tensão resistente de aderência (SHEN et al., 2020).

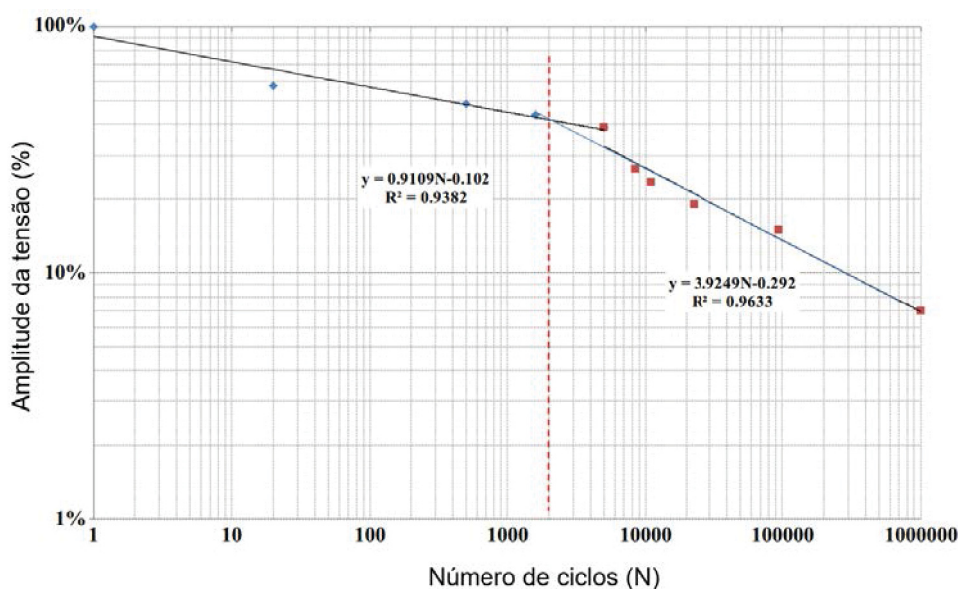
Para as barras de 14mm utilizadas nos ensaios, a tensão de aderência sob carga estática foi de 11,58 MPa. Sob a ação de cargas cíclicas, a tensão última diminui para 9,21 MPa, já a tensão residual foi de 8,44 MPa (SHEN et al., 2020).

### Fluência e fadiga

No caso da fadiga, o tipo de dano no compósito em BFRP é função do nível de tensão da carga cíclica aplicada. Em níveis de tensão elevados (acima de  $0,85\sigma_{ult}$ ) e em carga estática, o dano predominante é a ruptura das fibras. Já em níveis de tensão baixos e médios o dano predominante é a fissuração da matriz e descolamento entre as fibras (ZHAO et al., 2016).

Younes, Al-Mayah e Topper (2017) realizaram ensaios de resistência à fadiga em barras de BFRP. O gráfico da amplitude da tensão pelo número de ciclos é apresentado na Figura 13

FIGURA 13 – RESISTÊNCIA À FADIGA DE BARRAS EM COMPÓSITO DE FIBRA DE BASALTO



FONTE: adaptado de Younes, Al-Mayah e Topper (2017)

Em relação à fluência, o estudo de Shi et al. (2015) avalia esse efeito em cabos protendidos de compósito em fibra de basalto. Dois lotes de cabos são analisados, sendo que em um dos lotes os cabos recebem um tratamento de pré-tensão onde são protendidos com 60% da tensão de ruptura ( $f_u$ ) durante 3 horas. Esse tratamento

permite que fibras irregulares fiquem alinhadas. Observou-se que, para o ensaio de 1000 h, os cabos com tratamento ainda resistiam a  $0,7f_u$ , 17% a mais que os cabos sem tratamento ( $0,6f_u$ ). Extrapolando os resultados dos ensaios para um milhão de horas, os cabos com tratamento resistem entre  $0,59f_u$  e  $0,63f_u$ , ou entre  $0,52f_u$  e  $0,54f_u$  considerando uma análise de confiabilidade.

### Resistência aos álcalis

A fibra de basalto é um material que sofre ataque por álcalis, porém a degradação do material é diferente quando se trata apenas da fibra ou do compósito. No caso do compósito, a matriz fornece uma proteção às fibras, o que reduz a intensidade do ataque por álcalis, fazendo com que a diminuição da tensão resistente não seja tão acentuada (WU; WANG et al., 2014).

Ainda assim, umas das mais importantes características da fibra de basalto é a resistência química. É importante salientar que a composição da matéria prima de cada região é variável, por isso a resistência química de produtos de diferentes fábricas apresentam variações (MINGCHAO et al., 2008).

A degradação dos compósitos em fibra de basalto por álcalis varia também em função da alcalinidade do meio. Mingchao et al. (2008) realizaram ensaios em que as amostras de compósito (fibra de basalto com matriz em resina epóxi) ficaram expostas por 90 dias em diferentes soluções alcalinas, e em seguida foram ensaiadas à flexão. A resistência à flexão da amostra imersa em carbonato de sódio (a menos alcalina das soluções) apresentou pequena redução. Quando foram ensaiadas as amostras imersas em soluções mais alcalinas (hidróxido de sódio e de amônia), a perda de resistência foi maior, contudo, a resistência à flexão ainda era em torno de 70% do valor original.

### 2.2.6 Vigas reforçadas com barras de BFRP

Por se tratar de um material relativamente novo na construção civil, diversas pesquisas foram e estão sendo realizadas no que concerne à aplicação em diferentes elementos e métodos construtivos: lajes, pilares, vigas, estruturas pré-fabricadas, estruturas protendidas, etc. Na sequência serão apresentados trabalhos sobre a aplicação em vigas.

Duic, Kenno e Das (2018) estudaram o comportamento à flexão e ao cisalhamento de vigas reforçadas com BFRP. Com o intuito comparativo, foram moldadas e ensaiadas vigas armadas com aço e os resultados confrontados com a vigas reforçadas com BFRP.

O estudo consistiu na moldagem de oito vigas com 275 mm de base, 500 mm de altura e 3200 mm de comprimento. O concreto utilizado possuía 35 MPa. Foram utilizadas duas taxas de reforço na flexão, tanto para o aço quanto para o BFRP, de

0,41 e 0,83. Na configuração em aço as vigas eram subarmadas, enquanto que para o BFRP eram superarmadas. Para cada taxa de reforço moldaram-se quatro vigas, sendo duas reforçadas com BFRP, uma com estribo e a outra sem, e duas reforçadas com aço, também uma com estribo e a outra sem. Nas vigas reforçadas com aço utilizaram-se estribos convencionais dobrados. No caso dos elementos em BFRP, como não é possível realizar a dobra no local, foram utilizados trechos retos de barras amarradas nas extremidades.

As vigas foram ensaiadas na flexão por 4 pontos, com distância entre pontos de aplicação da carga igual a 1000 mm. O trabalho obteve as seguintes conclusões:

- Para a menor taxa de reforço, as vigas reforçadas com BFRP apresentaram um número maior de fissuras, tanto de flexão quanto de cisalhamento, que as vigas reforçadas com aço. Já para a taxa de reforço maior observou-se, para as vigas reforçadas com BFRP, um número menor de fissuras e com menor inclinação que para as vigas reforçadas com aço;
- Apesar do baixo módulo de elasticidade do BFRP, as vigas reforçadas com esse material apresentaram deformação aceitável de acordo com a norma CSA S806-14;
- O momento de fissuração das vigas reforçadas com aço foi de 30 a 50% maior que as reforçadas com BFRP, sugerindo uma contribuição do tipo de reforço no momento de fissuração;
- A resistência do concreto ao cisalhamento nas vigas reforçadas com BFRP foi entre 30 e 40% menor que nas vigas reforçadas com aço. A Norma CSA S-806-14 foi conservadora na previsão da resistência do concreto ao cisalhamento enquanto que o ACI 440.1 superestimou a capacidade.

Pawlowski e Szumigala (2015) estudaram o comportamento de vigas reforçadas com BFRP através da moldagem e ensaio de três exemplares sob flexão em 4 pontos. As vigas ensaiadas possuíam 200 mm de base, 300 mm de altura e 3050 mm de comprimento. Cada uma das vigas possuía uma taxa de reforço longitudinal diferente em BFRP, com configurações superarmadas e subarmadas, enquanto que o reforço transversal foi executado em aço. As seguintes conclusões foram obtidas:

- A falha por ruptura do FRP é frágil e ocorre de forma súbita, enquanto que a ruptura por esmagamento do concreto apresenta certa ductilidade;
- Devido às propriedades mecânicas do BFRP, as vigas apresentam um comportamento linear até a ruptura, que ocorre sob deflexões relativamente grandes;



- O cálculo das vigas é governado pelo Estado Limite de Serviço;
- As barras de FRP são mais sensíveis ao processo de montagem. Observou-se a ruptura de uma das barras a 70 cm do ponto de aplicação da carga em decorrência de danos oriundos da montagem.

Korol, Teichman e Mróz (2017) realizaram um estudo com vigas retangulares de base pequena reforçadas longitudinalmente com BFRP e sem reforço transversal, ensaiadas sob flexão 3 pontos. Foram moldadas quatro séries com duas vigas iguais em cada série. Em relação à seção transversal, a base foi mantida constante e igual a 250 mm, enquanto que a altura varia entre 197 e 981 mm de uma série para outra. A taxa de armadura utilizada foi acima da taxa balanceada, mantida constante e igual a 0,845%. O principal objetivo do trabalho foi investigar o efeito do tamanho das vigas na resistência ao cisalhamento. As seguintes conclusões foram determinadas:

- Todas as vigas romperam por cisalhamento em decorrência da evolução de uma fissura diagonal crítica localizada entre o ponto de aplicação da carga e o apoio. A inclinação da fissura foi entre 17 e 37 graus, independentemente do tamanho da viga. Contudo, à medida que o tamanho da viga aumentava, a ruptura tornava-se mais frágil;
- Em decorrência da menor rigidez do BFRP, as vigas apresentaram maiores deflexões e abertura de fissuras quando comparadas com uma viga reforçada com aço e mesma seção;
- A abertura e o espaçamento das fissuras cresceram à medida que a altura da viga aumentou;
- Uma grande redução da resistência ao cisalhamento foi observado com o aumento no tamanho das vigas, com uma diferença de 55% entre a viga com a menor e com a maior altura;
- Os autores não recomendam o uso de BFRP em obra onde os aspectos de serviço são requeridos. Todavia, os elementos podem ser utilizados em locais com ambientes muito corrosivos ou químicos, onde abertura de fissuras e deflexões possuem menor importância.

Ge et al. (2015) estudaram o comportamento de vigas híbridas reforçadas com BFRP e com aço. Inicialmente foram ensaiadas as barras de BFRP para determinação da aderência com o concreto e da resistência última. Posteriormente foram ensaiadas três vigas reforçadas com aço e BFRP, uma somente com BFRP e outra somente com aço. Todas as vigas possuíam 200 mm de base, 300 mm de altura e 2500 mm de



comprimento. Foram analisados os fatores relativos à abertura e espaçamento das fissuras, bem como a capacidade na flexão. As seguintes conclusões foram obtidas:

- A aderência com o concreto das barras nervuradas de FRP é muito similar às barras de aço, mantendo-se o mesmo diâmetro;
- Sob a ação de uma mesma carga, a maior deformação foi verificada na viga reforçada com BFRP, enquanto que a reforçada com aço apresentou a menor deformação. A viga híbrida, por sua vez, exibiu comportamento intermediário entre a viga com BFRP e com aço;
- Em relação ao espaçamento das fissuras, a viga reforçada com aço apresentou o menor espaçamento, e a viga reforçada com BFRP o maior espaçamento entre as fissuras. Já a viga híbrida mostrou um comportamento intermediário. Para resistência última similar e sob a atuação de uma mesma carga, o espaçamento médio das fissuras diminui com o aumento da relação área de FRP/ área de aço;
- Para possibilitar o melhor uso de ambos os materiais, Ge et al. (2015) propõem que vigas com reforço híbrido devem ser utilizadas em estruturas que demandam elevada resistência à flexão porém possuam poucas limitações em relação às deformações. A ductilidade da vigas com reforço híbrido pode ser controlado a partir de modificações na relação área de FRP / área de aço.

Urbanski, Lapko e Garbacz (2013) compararam a resposta de vigas com reforço à flexão em BFRP e em aço, ensaiadas sob flexão 3 pontos. Para tanto foram moldadas seis vigas, sendo três reforçadas com aço e três com BFRP. Todas as vigas possuíam a mesma taxa de reforço, sendo que as reforçadas com BFRP eram superarmadas. Cada exemplar possuía 80 mm de base, 140 mm de altura e 1200 mm de comprimento, com vão de 1000 mm durante o ensaio. No trecho com momento fletor não constante todas as vigas foram reforçadas com estribos de aço com diâmetro de 8 mm.

Verificou-se que o momento fletor de ruptura para as vigas reforçadas com BFRP foi em torno de 24% maior que as vigas reforçadas com aço. Além disso, as vigas reforçadas com BFRP apresentaram uma relação carga - deflexão linear até a ruptura, contudo, como os exemplares foram dimensionados para ruptura por esmagamento do concreto, a falha não foi súbita.

A deflexão nas vigas reforçadas com BFRP foi consideravelmente maior, em torno de 3 a 4 vezes, porém, nos estágios finais de carga essa diferença caiu para 40% em decorrência do escoamento do aço. Em relação às fissuras, a abertura nas vigas reforçadas com BFRP foi em aproximadamente 4 vezes maior que a referência em aço.

Kumar et al. (2019) moldaram quatro vigas, sendo duas com reforço à flexão em BFRP e duas com aço, mantendo-se a mesma taxa de reforço. As vigas reforçadas com BFRP possuíam taxa de reforço maior que a taxa balanceada. Todos os exemplares foram ensaiados sob flexão 3 pontos e reforçados ao cisalhamento com estribos em aço. As vigas possuíam 100 mm de base, 150 mm de altura e 1100 mm de comprimento.

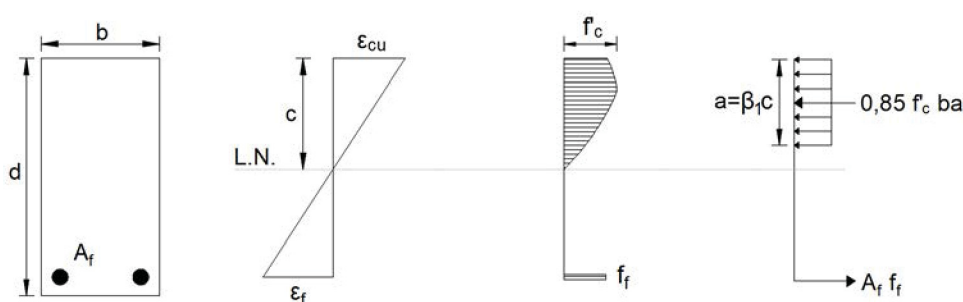
No estudo, as vigas reforçadas com BFRP apresentaram uma carga última aproximadamente 25% maior que as reforçadas com aço. Contudo a deflexão e a abertura de fissuras na viga reforçada com BFRP foram, respectivamente, 2,5 e 4 vezes maiores que na viga reforçada com aço.

## 2.3 NORMATIVAS QUE CONSIDERAM O USO DE FRP

### 2.3.1 Resistência à flexão

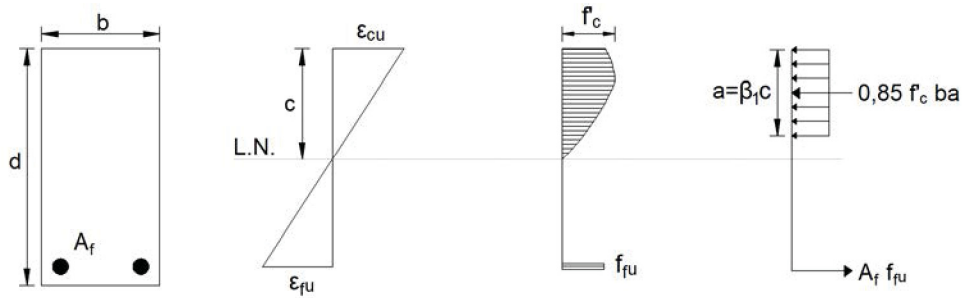
De acordo com o ACI 440.1R-15 (2015), a resistência à flexão de uma peça é determinada com base na compatibilidade das deformações, equilíbrio das forças internas e limites de resistência dos materiais constituintes (ruptura do FRP ou esmagamento do concreto). A ruptura de um elemento de concreto reforçado com barras de FRP pode ocorrer de três formas, esmagamento do concreto, ruptura da barra de FRP, ou a ruptura combinada do FRP e do concreto ao mesmo tempo, chamada de ruptura balanceada. As figuras 14, 15 e 16 ilustram as tensões, deformações e forças internas para a ruptura por esmagamento do concreto, ruptura balanceada e ruptura do FRP, respectivamente.

FIGURA 14 – RUPTURA POR ESMAGAMENTO DO CONCRETO



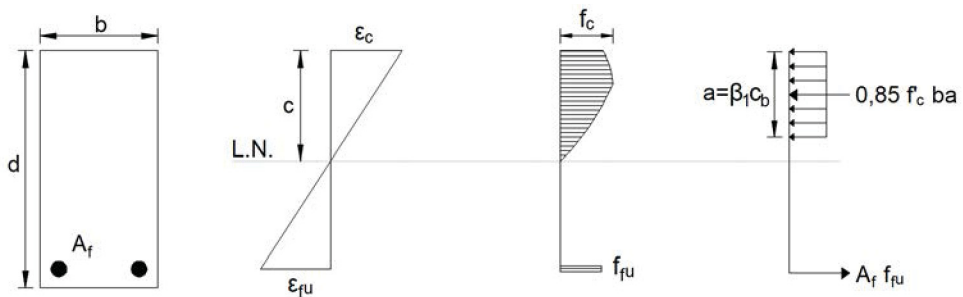
FONTE: adaptado de ACI 440.1R-15 (2015)

FIGURA 15 – RUPTURA BALANCEADA



FONTE: adaptado de ACI 440.1R-15 (2015)

FIGURA 16 – RUPTURA DO FRP



FONTE: adaptado de ACI 440.1R-15 (2015)

O controle do tipo de ruptura é determinado fazendo-se a comparação entre a taxa de reforço com a taxa de reforço balanceada. A taxa de reforço ( $\rho_f$ ) pode ser calculada através da Equação (2.1) e a taxa balanceada ( $\rho_{fb}$ ) através da Equação (2.2).

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (2.1)$$

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (2.2)$$

onde:

$A_f$  é a área da seção transversal do FRP;

$b$  é a largura da seção transversal de concreto;

$d$  é a altura útil da seção transversal de concreto;

$\beta_1$  é a relação entre a altura do bloco da distribuição retangular de tensões e a altura da linha neutra. Para concretos com resistência até 28 MPa é igual a 0,85, para resistências acima de 28 MPa é obtido através da Equação (2.3).

$f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto;

$f_{fu}$  é a tensão última da barra de FRP;

$\varepsilon_{cu}$  é a deformação última do concreto, igual a 0,003 de acordo com o ACI 440.1R-15;

$E_f$  é o módulo de elasticidade da barra de FRP.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f_{ck} - 27,6}{6,7} \right) \quad (2.3)$$

O momento resistente nominal ( $M_n$ ) é calculado utilizando-se as Equações (2.4) e (2.5) para um elemento onde a falha ocorre por esmagamento do concreto ( $\rho_f > \rho_{fb}$ ), e as Equações (2.6) e (2.7) para um elemento onde a falha é governada pela ruptura da barra de FRP ( $\rho_f < \rho_{fb}$ ).

$$M_n = \rho_f f_f \left( 1 - 0,59 \frac{\rho_f f_f}{f_{ck}} \right) b d^2 \quad (2.4)$$

$$f_f = \left( \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \beta_1 f_{ck}}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (2.5)$$

$$M_n = A_f f_{fu} \left( d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad (2.6)$$

$$c_b = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad (2.7)$$

onde:

$f_f$  é a tensão na barra de FRP no momento em que o concreto falha por compressão;  $\varepsilon_{cu}$  é a deformação última da barra de FRP.

Quando a falha é governada pela ruptura da barra de FRP, o concreto não atinge seu encurtamento máximo, portanto as hipóteses simplificadoras da distribuição retangular de tensões não são válidas. Nesse caso o cálculo do equilíbrio de forças é feito de forma iterativa, uma vez que existem duas incógnitas, o encurtamento do concreto  $\varepsilon_c$  e a profundidade da linha neutra  $c$ . O processo iterativo torna o procedimento mais demorado. Contudo, para fins práticos, visando facilitar o cálculo, o ACI 440.1R-15 (2015) permite utilizar a profundidade da linha neutra balanceada  $c_b$ .

Para o dimensionamento de peças reforçadas com aço, são seguidas as recomendações do ACI 318-19 (2019). Os princípios e as equações de dimensionamento são as mesmas utilizadas no ACI 440.1R-15 (2015), alteram-se somente as propriedades dos materiais.

A norma canadense ISIS (2007) também estabelece o momento resistente em função da taxa de reforço balanceada. A determinação do momento resistente

para uma peça onde a falha ocorre por esmagamento do concreto é feita através das Equações 2.8 e 2.9.

$$f_f = 0,5E_f\varepsilon_{cu} \left[ \left( 1 + \frac{4\alpha_1\beta_1 f_{ck}}{\rho_f E_f \varepsilon_{cu}} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad (2.8)$$

$$M_n = A_f f_f \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (2.9)$$

onde:

$\alpha_1$  coeficiente de relação entre a resistência do concreto considerando uma distribuição retangular de tensões e a resistência específica do concreto, é dado por:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f_{ck}(MPa) \geq 0,67 \quad (2.10)$$

$\beta_1$  é a relação entre a altura do bloco da distribuição retangular de tensões e a altura da linha neutra, é dado por:

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025f_{ck}(MPa) \geq 0,67 \quad (2.11)$$

No caso da falha ser governada pela ruptura da barra de FRP, a norma ISIS (2007) não apresenta hipóteses simplificadoras como o ACI 440.1R-15 (2015), e o processo ocorre de forma iterativa, até o equilíbrio das forças de compressão ( $C$ ) e tração ( $T$ ). A obtenção das forças de compressão e tração é feita através das Equações 2.12 e 2.13, respectivamente.

$$C = \alpha f_{ck} \beta c b \quad (2.12)$$

$$T = A_f \varepsilon_{fu} E_f \quad (2.13)$$

Os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são tabelados e variam de acordo com a resistência do concreto,  $\varepsilon_{fu}$  é a deformação limite da barra de FRP.

### 2.3.2 Resistência ao cisalhamento

Para o dimensionamento das vigas reforças com aço e com barras de BFRP serão utilizadas, respectivamente, as disposições contidas no ACI 318-19 (2019) e no ACI 440.1R-15 (2015). A metodologia proposta pela ISIS (2007) será utilizada como comparativo após a ruptura das peças.

De acordo com o ACI 318-19 (2019), a resistência ao cisalhamento ( $V_n$ ) de uma peça de concreto reforçada com aço é dada pela soma das contribuições do concreto ( $V_c$ ) e do aço ( $V_s$ ):

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.14)$$

A resistência promovida pelo concreto, numa peça sem a aplicação de força axial é expressa pela Equação (2.15). Já a resistência proporcionada pelos estribos (com posicionamento vertical) é expressa pela Equação (2.16)

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \quad (2.15)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.16)$$

onde:

$\lambda$  é um fator de modificação que reflete a redução das propriedades mecânicas em concretos leves. Para concretos normais  $\lambda = 1$ ;

$A_v$  é a área dos estribos contida no espaçamento  $s$ ;

$f_{yt}$  é a resistência ao escoamento da armadura transversal;

$s$  é o espaçamento entre estribos.

Comparado-se uma seção reforçada com aço e outra com FRP, mantendo-se a mesma seção de reforço, aquela reforçada com FRP apresenta uma profundidade da linha neutra menor em decorrência do módulo de elasticidade reduzido. Ou seja, a área de concreto comprimido é menor e as fissuras possuem maior abertura. Como resultado, a resistência ao cisalhamento promovido pelo concreto comprimido e pelo intertravamento dos agregados também é menor. Além disso, a resistência ao corte promovido pelas barras longitudinais (*dowel effect*) ainda é pouco estudado e não possui um valor determinado. Porém, devido à baixa resistência e baixo módulo de elasticidade dos compósitos em FRP na direção transversal, considera-se que essa contribuição é menor do que uma área equivalente de aço (ACI 440.1R-15, 2015).

De acordo com o ACI 440.1R-15 (2015), a resistência ao cisalhamento em peças reforçadas com FRP também é obtida pela soma dos componentes da resistência do concreto e do estribo em FRP. A resistência promovida pelo concreto é obtida através da Equação (2.17), a mesma consiste numa modificação da Equação (2.15) considerando a variação da rigidez axial e a profundidade da linha neutra.

$$V_c = \frac{2}{5}\sqrt{f_{ck}}b(kd) \quad (2.17)$$

onde:

$c$  é a profundidade da linha neutra;

$k$  fator de multiplicação da altura útil para obtenção da altura da linha neutra fissurada.

O mesmo método utilizado para calcular a contribuição dos estribos de aço é aplicável quando da utilização de estribos em FRP ( $V_f$ ). A Equação (2.18) é proposta pelo ACI 440.1R-15 (2015) para estribos posicionados verticalmente ao eixo da peça, e a Equação (2.19) para estribos inclinados.

$$V_f = \frac{A_{fv}f_{fv}d}{s} \quad (2.18)$$

$$V_f = \frac{A_{fv}f_{fv}d}{s}(\sin\theta + \cos\theta) \quad (2.19)$$

onde:

$A_f$  é a área dos estribos em FRP contida no espaçamento  $s$ ;

$f_{fv}$  é a resistência do FRP para dimensionamento ao cisalhamento, tomado pelo menor dos seguintes valores: resistência à tração ( $f_{fu}$ ), resistência da região da dobra ( $f_{fb}$ ), ou tensão correspondente à  $0,004E_f$ ;

$\theta$  é o ângulo de inclinação do estribo em relação ao eixo longitudinal da viga.

A norma ISIS (2007) propõe a equação 2.20 para determinação da resistência ao cisalhamento provida pelo concreto e a equação 2.21 para os estribos.

$$V_c = 0,2\lambda\phi_c\sqrt{f_{ck}bd}\sqrt{\frac{E_f}{E_s}} \quad (2.20)$$

$$V_f = \phi_f \frac{A_f f_{fv} d \cot\theta}{s} \quad (2.21)$$

onde:

$\lambda$  é um fator de modificação referente à densidade do concreto;

$\phi_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$E_f$  é o módulo de elasticidade da barra de FRP;

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço.

### 2.3.3 Deflexão

Serão seguidos os modelos propostos pelo ACI 440.1R-15 (2015) e a norma ISIS (2007). Cada um dos modelos propõe diferentes valores de momento de inércia

efetivo, utilizado na fórmula de cálculo da deflexão para peças biapoçadas com carga pontual no centro, fórmula esta apresentada pela Equação (2.22).

$$\delta = \frac{1}{48} \left( \frac{PL^3}{E_c I_e} \right) \quad (2.22)$$

onde:

$\delta$  é a deflexão;

$P$  é a carga pontual aplicada;

$L$  é o vão da peça;

$E_c$  o módulo de elasticidade do concreto;

$I_e$  o momento de inércia efetivo proposto por cada modelo.

O ACI 440.1R-15 (2015) propõe uma expressão para o momento de inércia efetivo baseado na fórmula desenvolvida por Branson (1965) e modificada por Bischoff(2005). A expressão é apresentada na Equação (2.23).

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} \leq I_g \text{ com } M_a \geq M_{cr} \quad (2.23)$$

onde:

$I_{cr}$  é o momento de inércia da seção fissurada, obtido pelas Equações (2.24) e (2.25).

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1 - k)^2 \quad (2.24)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (2.25)$$

$\gamma$  é um fator obtido pela equação (2.26).

$$\gamma = 1,72 - 0,72 \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right) \quad (2.26)$$

$M_{cr}$  é o momento de fissuração, obtido pela Equação (2.27).

$$M_{cr} = \frac{0,62\lambda\sqrt{f_{ck}}I_g}{y_t} \quad (2.27)$$

$M_a$  é o momento atuante na seção;

$I_g$  é o momento de inércia bruto da seção, para seções retangulares é igual a  $bh^3/12$ ;

$b$  e  $d$  são, respectivamente, a base e a altura útil da seção;

$n_f$  é a relação entre o módulo de elasticidade do FRP e do concreto;

$A_f$  é a área da seção transversal das barras de FRP;



$\rho_f$  é a taxa de reforço;

$\lambda$  é o fator de redução da resistência para concretos leves. Para concretos normais  $\lambda=1$ ;

$y_t$  distância do centroide da seção bruta até a fibra mais tracionada.

A norma ISIS (2007) recomenda a Equação 2.28 para cálculo do momento de inércia efetivo.

$$I_e = \frac{I_g I_{cr}}{I_{cr} + \left(1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right) (I_g - I_{cr})} \quad (2.28)$$

onde:

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + n_f A_f (d - kd)^2 \quad (2.29)$$

$$k = \sqrt{(\rho_f n_f)^2 + 2\rho_f n_f - \rho_f n_f} \quad (2.30)$$

e:

$$M_{cr} = \frac{0,6\lambda\sqrt{f_{ck}}I_g}{y_t} \quad (2.31)$$

#### 2.3.4 Abertura de fissuras

No ano de 1999, o ACI 318 substituiu a abordagem para previsão da abertura de fissuras, do chamado *z-factor*, baseado no modelo de Gergely-Lutz, para um processo indireto que calcula o espaçamento limite das armaduras baseado na máxima abertura de fissuras (OSPINA; BAKIS, 2007). O ACI 440.1R-15 (2015), para ser consistente com o ACI 318 também prevê que o controle da abertura de fissuras se dá por espaçamento máximo entre as barras. Essa abordagem é baseada no trabalho de (FROSCH, 1999).

A formulação proposta pelo ACI 440.1R-15 (2015) fornece a equação (2.32) para o cálculo do espaçamento das barras ( $s_l$ ) com base numa abertura de fissura limite ( $w_c$ ), definida em função da utilização da obra. Todavia, com base em um espaçamento pré-definido, é possível reorganizar os termos da equação e obter a abertura da fissura.

$$s_l = 1,15 \frac{E_f w_c}{f_f k_b} - 2,5 d_c \quad (2.32)$$

onde:

$w_c$  é a abertura da fissura;

$f_f$  é a tensão na barra de FRP;

$E_f$  é o módulo de elasticidade da barra de FRP;

$k_b$  é um coeficiente relativo à aderência da barra, para barras de FRP com aderência igual ao aço, tem o valor de 1,0. Para aderência inferior a do aço,  $k_b$  é maior que 1,0; e para aderência superior a do aço,  $k_b$  é menor que 1,0. Deve ser assumido o valor de 1,4 de forma conservadora;

$d_c$  é a espessura do cobrimento da face tracionada até o centro da barra mais próxima;

$s_l$  é o espaçamento das barras longitudinais.

A norma ISIS (2007) por sua vez, propõe a Equação 2.33 para determinação da abertura de fissuras.

$$w_c = 2,2k_b \frac{f_f}{E_f} \frac{h_2}{h_1} (d_c A)^{1/3} \quad (2.33)$$

onde:

$h_1$  distância do centroide das barras tracionadas até a linha neutra;

$h_2$  distância da fibra mais tracionada até a linha neutra;

$k_b$  coeficiente relativo à aderência da barra, adotado como 1,2;

$A$  é a área de concreto que envolve as barras tracionadas, com o mesmo centroide das barras, dividido pelo número de barras.

O valor de  $k_b$  para barras nervuradas de BFRP foi estudado por Elgabass, Ahmed e Benmokrane (2016), os autores sugerem a adoção de  $k_b$  igual a 0,85, valor abaixo do preconizado pelas normativas acima mencionadas.

## 2.4 CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL

A correlação de imagem digital ou DIC (do inglês *Digital Image Correlation*), consiste no monitoramento das deformações e deslocamentos da peça através de imagens capturadas durante o ensaio. Existem três passos necessários para realizar a correlação de imagem digital: captura, correlação e pós-processamento. Cada um dos passos, de acordo com Sas et al. (2012) é descrito na sequência.

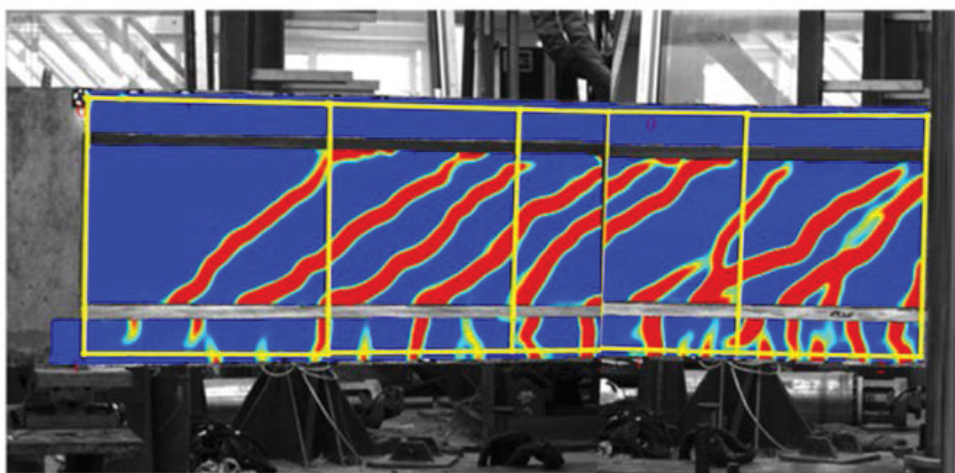
A captura consiste na obtenção de imagens da face da peça durante o carregamento, para dessa forma gerar informações acerca dos deslocamentos ocorridos durante o ensaio. A primeira imagem serve como referência e é obtida antes do início do ensaio, e as demais, em intervalos no decorrer da aplicação da carga.

Na sequência, uma correlação das imagens é realizada com o intuito de formar uma malha a partir de pontos marcados na face da peça em estudo. Esse processo fornece informações das diferentes posições de determinado objeto (nesse caso, de pontos) nas diferentes imagens capturadas. Por fim, o resultado da correlação é pós-processado. Essa etapa permite converter os vetores de deslocamento em deformações que ocorreram na face.

A correlação de imagem digital é um método muito acurado para estudar a fissuração no concreto, apresentando muitas vantagens em relação aos métodos convencionais com sensores. Com esse método é possível obter medidas em toda a face do elemento estudado e não apenas de pontos discretos. Além disso, é possível detectar fissuras logo nos primeiros estágios, e não há necessidade de efetuar pausas durante o ensaio para medição e marcação das fissuras (MAHAL et al., 2015).

Huang et al. (2019) estudaram, utilizando correlação de imagem digital, a deformação decorrente do esforço de cisalhamento em vigas em concreto armado. A técnica se mostrou muito eficaz e confiável na obtenção de deflexões e deslocamentos nas vigas. A Figura 17 mostra o padrão de fissuração nas vigas durante os ensaios.

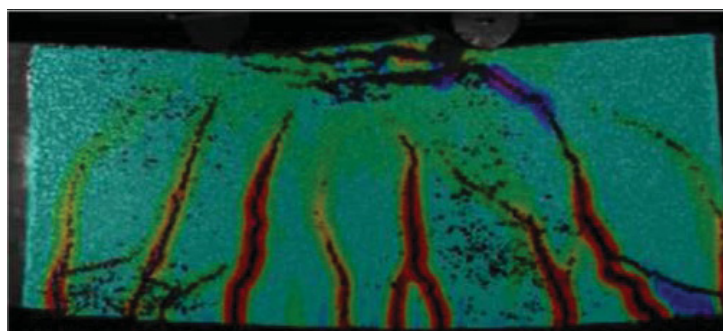
FIGURA 17 – PADRÃO DE FISSURAÇÃO UTILIZANDO DIC



FONTE: Huang et al. (2019)

Já Daghash e Ozbulut (2017) aplicaram a correlação de imagem digital em vigas armadas originalmente com aço e reforçadas posteriormente com BFRP. O resultado para a distribuição das deformações sob a ação da carga ruptura em uma das vigas é mostrado na Figura 18.

FIGURA 18 – DISTRIBUIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES UTILIZANDO DIC



$$P_{max} = 119.7 \text{ kN}$$

FONTE: Daghash e Ozbulut (2017)

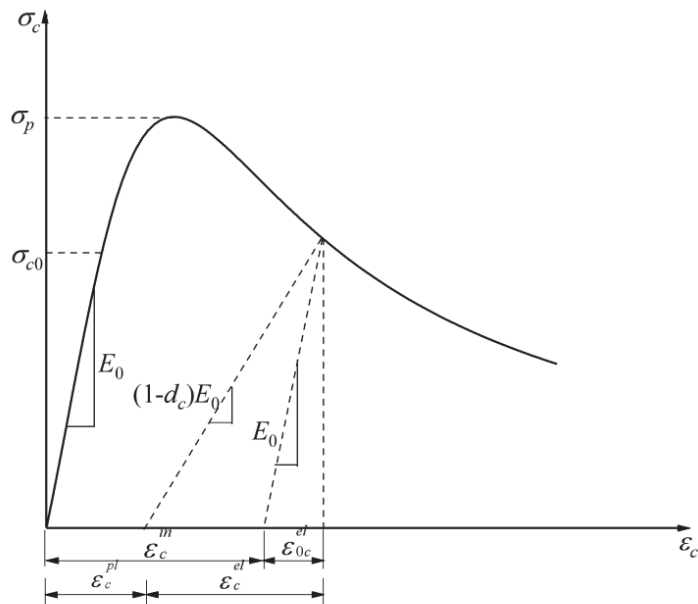
A aplicação da correlação de imagem digital se mostrou muito eficaz na avaliação do padrão e abertura das fissuras, bem como na distribuição das deformações.

## 2.5 MODELO NUMÉRICO

Zhou, Zheng e Taylor (2018) realizaram um estudo numérico-experimental para avaliar o comportamento de uma ponte com laje constituída por concreto auto compactante e reforço misto em aço convencional e em BFRP. Devido à características morfológicas, a laje da ponte possui restrições de movimentação nas extremidades promovida pelos encontros. A restrição de movimentação nas extremidades produz um efeito de membrana com esforço de compressão no sentido da maior dimensão da laje. O modelo numérico foi desenvolvido no software comercial ABAQUS 6.10 (ABAQUS, 2010), o que permitiu a consideração do efeito de membrana na determinação do comportamento da obra e na carga última resistida pela mesma.

Como modelo constitutivo para o concreto na compressão, foi adotada a relação tensão - deformação proposta Saenz para concreto sob compressão uniaxial, considerando redução do módulo de elasticidade em função da progressão de danos no concreto. O modelo é exemplificado na Figura 19.

FIGURA 19 – RESPOSTA DO CONCRETO SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL PROPOSTA POR SAENZ



FONTE: Adaptado de Zhou, Zheng e Taylor (2018)

onde:

$\sigma_p$  é a tensão máxima resistida pelo concreto no ensaio de compressão axial;

$\sigma_{c0}$  é a tensão referente ao limite de proporcionalidade do concreto;

$E_0$  é o módulo de elasticidade do concreto até o limite de proporcionalidade;

$d_c$  é a variável escalar de dano na compressão;

$\epsilon_c^{in}$  é a deformação plástica do concreto na compressão desconsiderando dano;

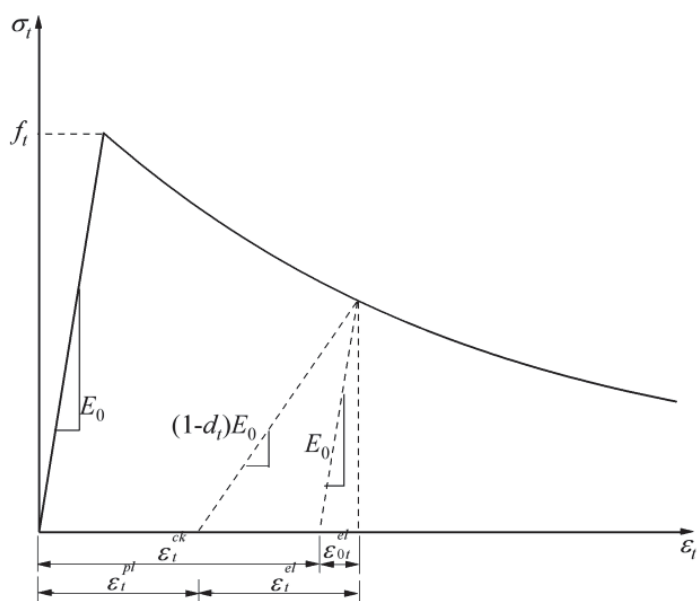
$\epsilon_{0c}^{el}$  é a deformação elástica do concreto na compressão no ramo pós-pico desconsiderando dano;

$\epsilon_c^{pl}$  é a deformação plástica do concreto na compressão considerando dano;

$\epsilon_c^{el}$  é a deformação elástica do concreto na compressão considerando dano.

Na tração foi utilizado um modelo constitutivo com *tension-softening* sugerido por Hordijk (HORDIJK, 1991), também considerando redução do módulo de elasticidade em decorrência da danificação. O modelo é exemplificado na Figura 20.

FIGURA 20 – RESPOSTA DO CONCRETO À TRAÇÃO PROPOSTA POR HORDIJK



FONTE: Adaptado de Zhou, Zheng e Taylor (2018)

onde:

$f_t$  é a resistência à tração do concreto;

$d_t$  é a variável escalar de dano na tração;

$\varepsilon_t^{ck}$  é a deformação plástica do concreto na tração desconsiderando dano;

$\varepsilon_{0t}^{el}$  é a deformação elástica do concreto na tração no ramo pós-pico desconsiderando dano;

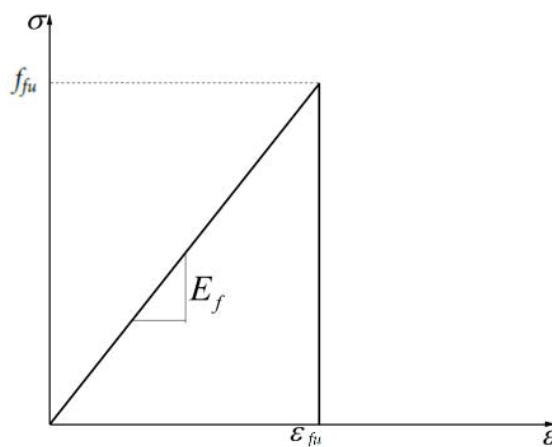
$\varepsilon_t^{pl}$  é a deformação plástica do concreto na tração considerando dano;

$\varepsilon_t^{el}$  é a deformação elástica do concreto na tração considerando dano.

Para consideração do estado múltiplo de tensões, os autores utilizaram uma superfície de ruptura com base em funções propostas por Lubliner e modificadas por Lee e Fenves.

Os modelos constitutivos para o aço e o BFRP são representados nas Figuras 21 e 22, respectivamente. O comportamento do BFRP é idealizado como elástico-linear até a ruptura, a qual ocorre de forma frágil. Já para o aço é assumido um comportamento elástico-perfeitamente plástico.

FIGURA 21 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O BFRP UTILIZADO POR ZHOU, ZHENG E TAYLOR (2018)



FONTE: Adaptado de Zhou, Zheng e Taylor (2018)

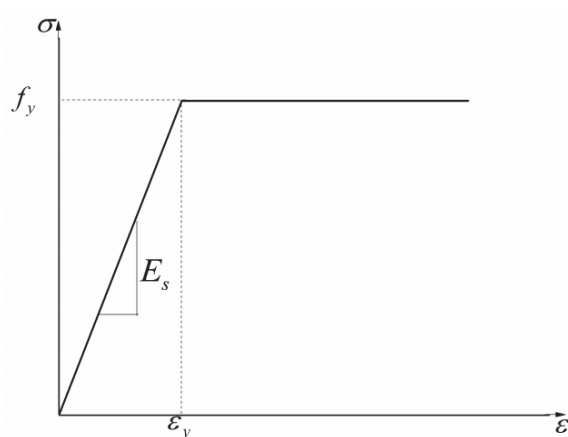
onde:

$f_{fu}$  é a tensão de tração na ruptura da barra de FRP;

$\varepsilon_{fu}$  é a deformação última da barra de FRP;

$E_f$  é o módulo de elasticidade da barra de FRP.

FIGURA 22 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO UTILIZADO POR ZHOU, ZHENG E TAYLOR (2018)



FONTE: Adaptado de Zhou, Zheng e Taylor (2018)

onde:

$f_y$  é a resistência do aço ao escoamento;

$\varepsilon_y$  é a deformação do aço no escoamento;

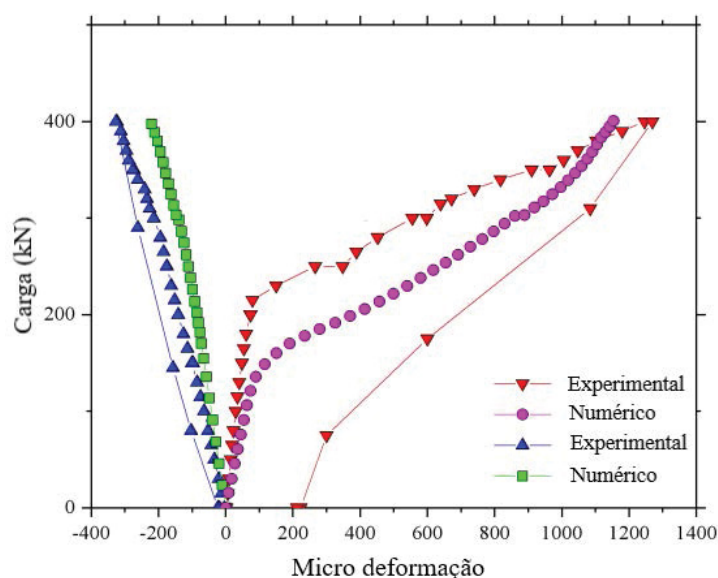
$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço.



No modelo numérico, para o aço e o BFRP foi utilizado elemento de treliça com aderência perfeita entre o reforço e o concreto. Para o concreto, a opção foi por um elemento hexaédrico de oito nós com integração reduzida. A dimensão da malha foi de 20 mm, atribuída em função da dimensão máxima do agregado.

Os valores numéricos foram comparados com os experimentais em termos de carga - deflexão e carga - deformação. Houve boa correlação dos valores numéricos com os experimentais. O modelo numérico desenvolvido foi utilizado também para estimar a carga última suportada pela ponte. A Figura 23 mostra o comparativo numérico-experimental para a relação carga-deformação nas barras de BFRP (monitoradas experimentalmente por extensômetros).

FIGURA 23 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA-DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE BFRP EM UM DOS TRECHOS DA PONTE ESTUDADA



FONTE: Adaptado de Zhou, Zheng e Taylor (2018)

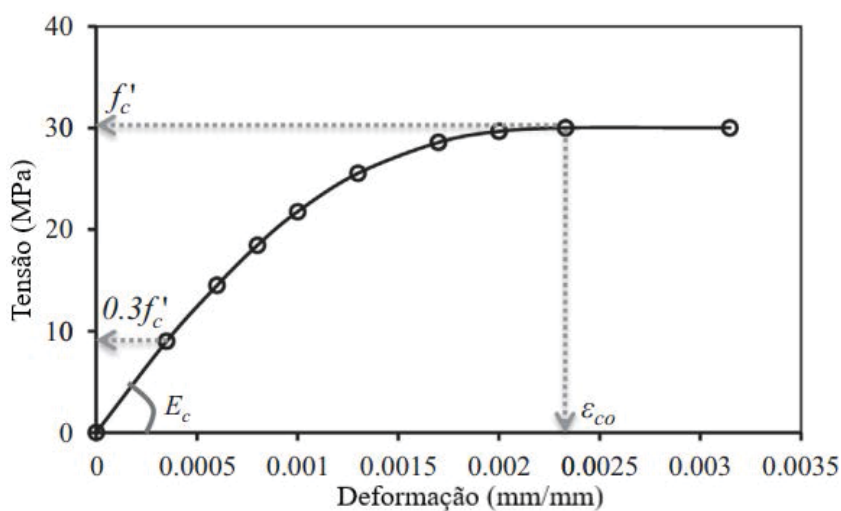
Ibrahim, Fahmy e Wu (2015) estudaram parâmetros de aderência (*bond-slip*) do aço e do BFRP com o concreto em colunas. As colunas possuíam reforço interno misto de BFRP e aço e cintamento externo com faixas de BFRP. A análise foi realizada mediante a aplicação de uma carga vertical constante e uma carga horizontal incremental.

Para avaliação dos parâmetros de aderência, foi implementado um modelo numérico no software comercial ANSYS (ANSYS, 2010), versão 13. Os resultados numéricos foram comparados com experimentos.

Em relação ao modelo constitutivo, para o concreto na compressão foi utilizado o modelo proposto por McGregor, mostrado na Figura 24. Para a tração, apresentado

na Figura 25, foram utilizadas as disposições contidas no ACI. Para consideração da ruptura no estado múltiplo de tensões foi utilizado o critério de William e Warnke.

FIGURA 24 – RESPOSTA DO CONCRETO SOB COMPRESSÃO PROPOSTA POR MCGREGOR



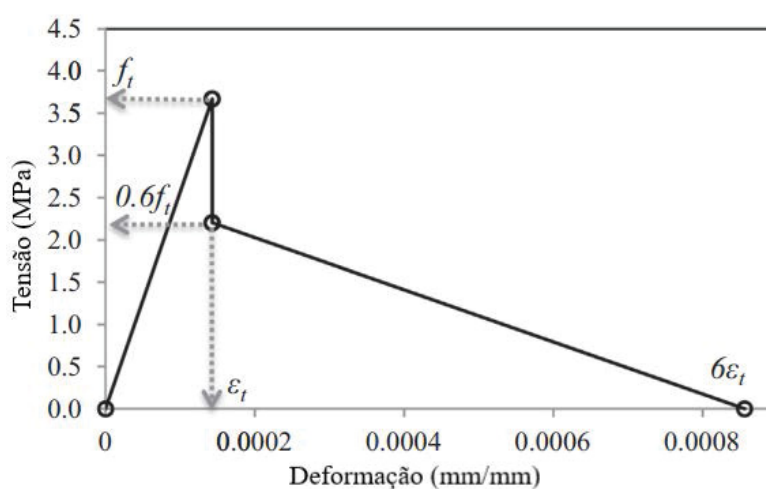
FONTE: Adaptado de Ibrahim, Fahmy e Wu (2015)

onde:

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto na compressão;

$\epsilon_{c0}$  é a deformação do concreto no início do patamar plástico;

FIGURA 25 – RESPOSTA DO CONCRETO SOB TRAÇÃO SEGUNDO O ACI



FONTE: Adaptado de Ibrahim, Fahmy e Wu (2015)

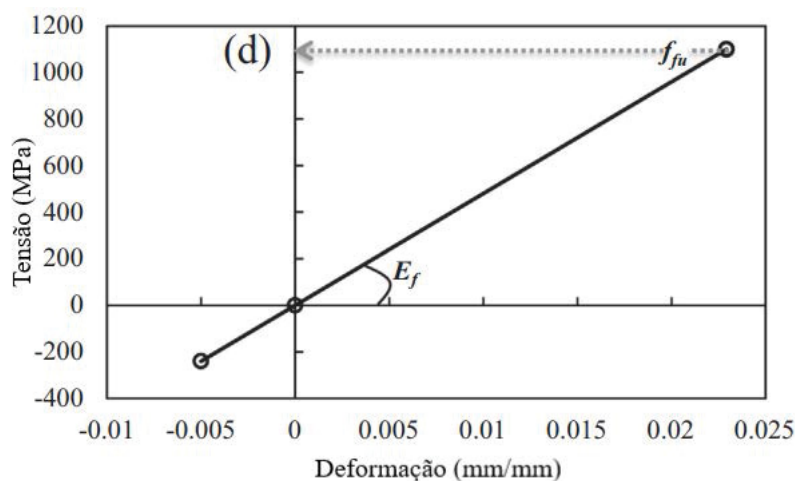
onde:

$f_t$  é a resistência característica do concreto na tração;

$\varepsilon_t$  é a deformação referente à máxima tensão de tração do concreto;

O comportamento do BFRP, mostrado na Figura 26 foi considerado como elástico-linear com módulo de elasticidade igual na tração e na compressão.

FIGURA 26 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O BFRP UTILIZADO POR IBRAHIM, FAHMY E WU (2015)



FONTE: Adaptado de Ibrahim, Fahmy e Wu (2015)

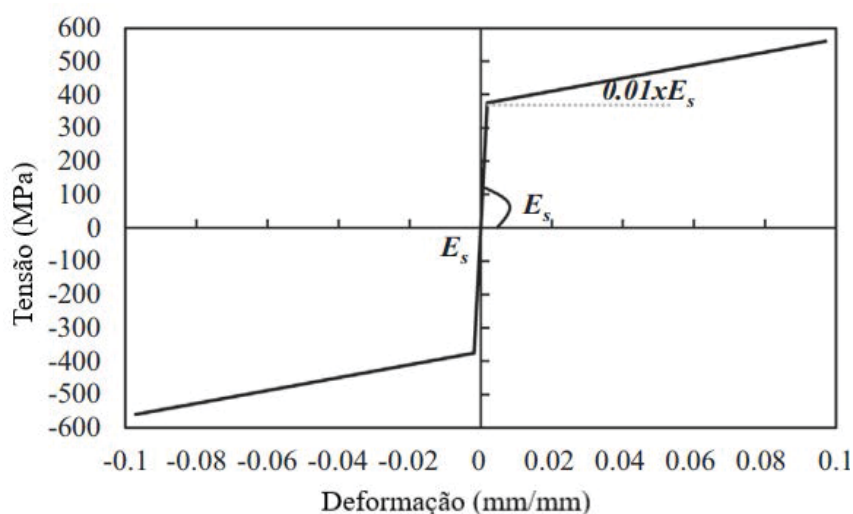
onde:

$E_f$  é o módulo de elasticidade do BFRP;

$f_{fu}$  é a tensão de tração na ruptura da barra de BFRP.

Para o aço, Ibrahim, Fahmy e Wu (2015) consideraram um diagrama tensão-deformação bilinear elasto-plástico e *strain-hardening* igual a  $0,01E_c$ , o diagrama é mostrado na Figura 27.

FIGURA 27 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO UTILIZADO POR IBRAHIM, FAHMY E WU (2015)



FONTE: Adaptado de Ibrahim, Fahmy e Wu (2015)

onde:

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço.

Para representar o concreto foram utilizados elementos sólidos 3D de oito nós, com três graus de liberdade em cada nó. As barras internas e o cintamento externo foram representados por elementos de barra 3D com dois nós e três graus de liberdade por nó. A aderência entre o concreto e o reforço foi feita através de um elemento de mola com comprimento zero responsável por fazer a ligação entre os nós do reforço e do concreto. Como dimensão da malha os autores utilizaram 25 mm.

A análise realizada foi do tipo não linear, com passos de carga definidos automaticamente pelo software e controle da convergência através do método de Newton-Raphson. O critério de convergência é baseado no equilíbrio de forças e compatibilidade de deslocamentos.

Os autores concluíram que a não utilização do deslizamento entre o reforço e o concreto afeta consideravelmente o comportamento da coluna, sobretudo nos estágios pós-pico. O comparativo com resultados experimentais mostrou que uma aderência perfeita entre o concreto e o reforço promove uma maior rigidez no trecho pós-pico, subestimando a capacidade última em decorrência da ruptura precoce das barras de BFRP.

Abed, El Rafai e Abdalla (2019) compararam resultados experimentais, analíticos e numéricos para vigas de concreto com grande altura reforçadas longitudinalmente com BFRP e sem reforço transversal. Foram realizados ensaios de flexão de quatro pontos e os parâmetros avaliados incluíam a variação da altura útil, da taxa de reforço

e da relação vão/altura útil.

O estudo compreendeu a moldagem e ensaio de dez vigas, sendo sete reforçadas com BFRP e três com aço para servirem como referência. Grande parte das vigas romperam por cisalhamento com falha caracterizada por uma fissura de grande abertura compreendida entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, sendo que as vigas reforçadas com BFRP apresentaram uma ruptura abrupta quando atingiu-se a capacidade última ao cisalhamento. Em relação à carga última suportada pelas vigas, verificou-se que as reforçadas com BFRP, mantendo-se a mesma taxa de reforço, resistiram à uma carga maior que as vigas em aço. Contudo, evidenciou-se que, quanto maior a taxa de reforço, menor a diferença entre as cargas últimas resistidas pelas vigas reforçadas com aço e com BFRP.

Como resultado dos ensaios, verificou-se, através da relação força-deflexão, que vigas com a mesma altura apresentaram comportamento similar no trecho anterior à fissuração, porém, após o aparecimento da primeira fissura, o comportamento é majoritariamente influenciado pela taxa de reforço. Já o aumento da relação vão/altura útil resultou em uma maior deflexão no meio do vão para qualquer estágio de carga.

O cálculo analítico da capacidade ao cisalhamento foi feito utilizando-se um modelo de bielas e tirantes baseado nas disposições contidas nas normas ACI-318-14 e CSA-S806-12. Verificou-se, para as vigas reforçadas com BFRP, que a relação capacidade experimental/capacidade analítica foi de 1,42 (desvio padrão de 0,21) para a norma CSA-S806-12, indicando que a norma subestima a capacidade ao cisalhamento. Já para o ACI-318-14 a relação foi de 0,86 (desvio padrão de 0,22), indicando que a norma superestima a capacidade resistente ao cisalhamento.

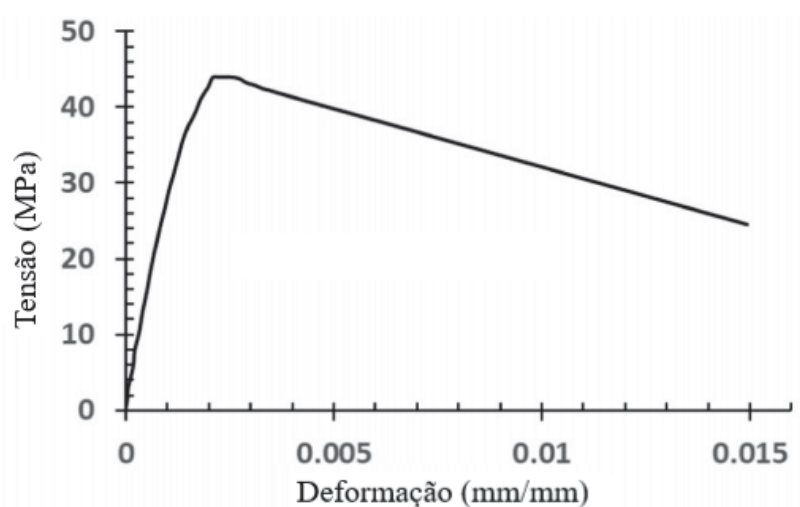
Os resultados experimentais foram comparados com valores numéricos obtidos através de um modelo tridimensional desenvolvido no software ABAQUS (ABAQUS, 2010). Devido ao pequeno número de experimentos realizados, os autores utilizaram o modelo numérico para realizar análises paramétricas com o intuito de estabelecer relações entre a capacidade ao cisalhamento e os parâmetros investigados (altura útil, taxa de reforço e relação vão/altura útil).

No modelo numérico, Abed, El Rafai e Abdalla (2019) utilizaram para o concreto elementos lineares com oito nós, para o aço e o BFRP foram utilizados elementos de treliça com dois nós que resistem apenas às tensões axiais. As placas de apoio e de aplicação de carga foram modeladas como partes rígidas. Em relação à malha, após uma análise de sensibilidade, utilizou-se uma dimensão de 10 mm para modelar o concreto. Os elementos de treliça também foram modelados com a mesma dimensão de forma a coincidir os nós com os elementos do concreto.

Assim como Zhou, Zheng e Taylor (2018), para considerar o estado múltiplo de

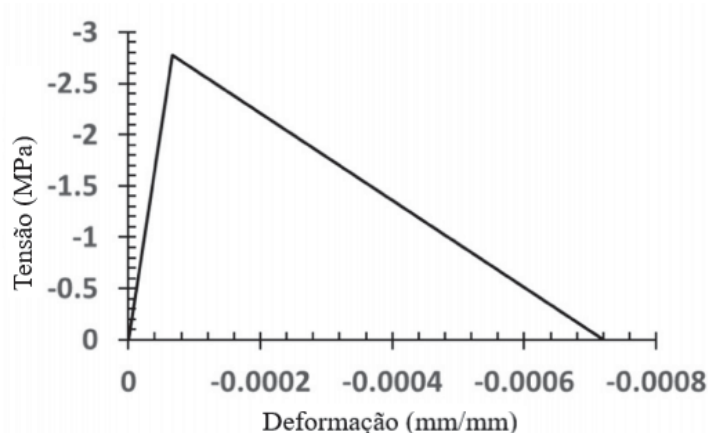
tensões, Abed, El Rafai e Abdalla (2019) adotaram a superfície de ruptura proposta por Lubliner e modificadas por Lee e Fenves. As relações constitutivas para o concreto na tração e compressão foram obtidas experimentalmente e são mostradas nas Figuras 28 e 29, respectivamente. Para o BFRP, a relação tensão-deformação foi adotada como elástica até a ruptura com módulo de elasticidade determinado por meio de experimentos.

FIGURA 28 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO NA COMPRESSÃO UTILIZADO POR ABED, EL RAFAI E ABDALLA (2019)



FONTE: Adaptado de Abed, El Rafai e Abdalla (2019)

FIGURA 29 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO NA TRAÇÃO UTILIZADO POR ABED, EL RAFAI E ABDALLA (2019)

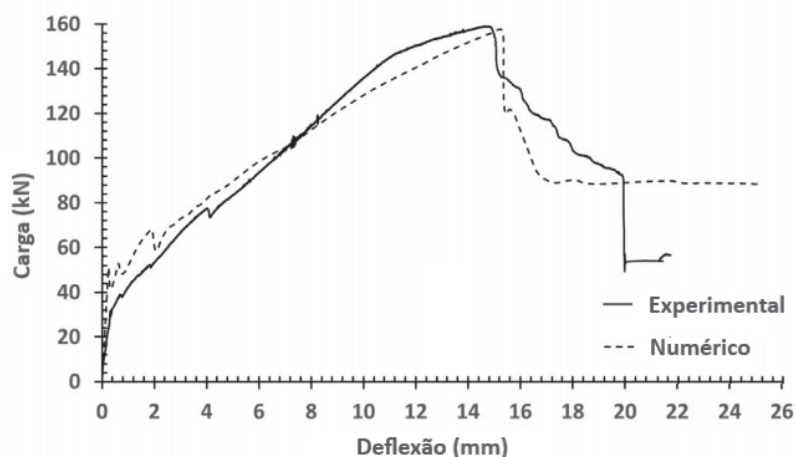


FONTE: Adaptado de Abed, El Rafai e Abdalla (2019)

Os resultados numéricos apresentaram boas correlações com os experimentais. Para carga última das vigas, a relação carga máxima experimental/carga máxima numérica foi de 0,97 com um desvio padrão de 0,09. As respostas para a relação

carga-deflexão também puderam comprovar a acurácia do modelo numérico, conforme pode ser observado na Figura 30, onde é apresentada a relação carga-deflexão para uma das vigas estudadas. Em relação ao padrão de fissuração e modos de falha, o modelo numérico implementado por Abed, El Rafai e Abdalla (2019) foi condizente com os experimentos.

FIGURA 30 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA-DEFLEXÃO NUMÉRICA E EXPERIMENTAL



FONTE: Adaptado de Abed, El Rafai e Abdalla (2019)

Cai, Pan e Zhou (2017) realizaram uma análise numérica experimental de vigas constituídas por ECC- *Engineered Cementitious Composite* reforçadas com BFRP. O ECC é um composto cimentício muito dúctil, com resistência à tração na ordem de 4 a 8 MPa e resistência à compressão similar ao concreto tradicional (30 a 80 MPa). A grande diferença do ECC é que o mesmo apresenta uma deformação na tração entre 2-7%, em torno de 200 a 700 vezes mais que o concreto convencional (LI, 2003). Na compressão, o encurtamento do ECC é em torno de duas vezes maior que o material convencional (ZHOU J. PAN; LEUNG, 2015).

Para elaboração do modelo numérico foi utilizado o software ATENA (ATENA, 2013). No modelo o concreto na tração é caracterizado por um comportamento aproximadamente linear até a ruptura e consideração de trecho pós-pico. Na compressão o comportamento é não linear, incluindo um trecho elástico, plástico e *softening*. A Figura 31 mostra o comportamento do concreto na tração e na compressão. No trabalho também foi considerado um modelo de fratura baseado nas formulações de *smeared crack* e *crack band model* (CAI; PAN; ZHOU, 2017).

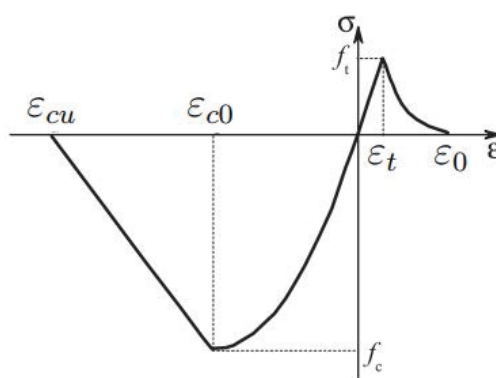
Para consideração do estado múltiplo de tensões foi utilizado o critério de Rankine e a superfície de falha de Menétrey-William. Dessa forma o modelo poderia ser utilizado para simular a fissuração do concreto, esmagamento e também o fechamento das fissuras.



O BFRP foi modelado com um comportamento elástico linear até a ruptura. Para o aço, Cai, Pan e Zhou (2017) utilizaram um diagrama tensão-deformação bilinear elasto-plástico com *strain-hardening*, similar ao considerado por Ibrahim, Fahmy e Wu (2015), mostrado na 27.

No software, o BFRP e o aço foram modelados como elementos de treliça com consideração de escorregamento entre o reforço e o concreto adjacente.

FIGURA 31 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO UTILIZADO POR CAI, PAN E ZHOU (2017)

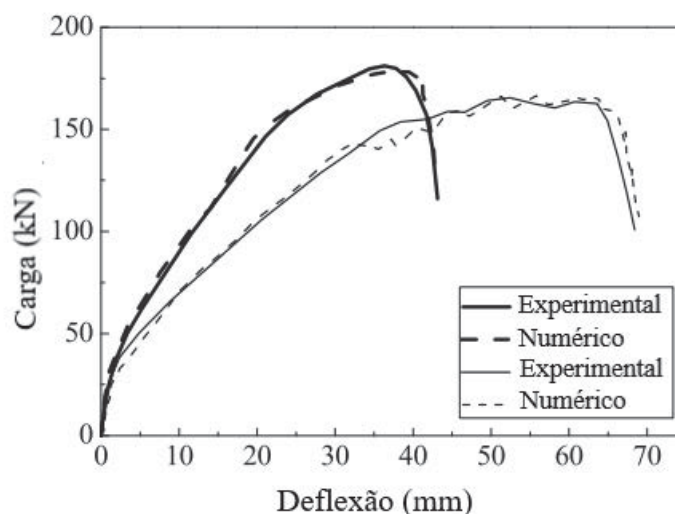


FONTE: Adaptado de Cai, Pan e Zhou (2017)

Os autores realizaram uma análise não linear onde as vigas foram carregadas através do controle de deslocamentos até o momento em que a carga atingiu 80% do valor de pico. Para convergência foi utilizado o método de Newton-Raphson com uma tolerância de 0,01. Os aspectos avaliados no modelo numérico foram a carga última, relação carga-deflexão e modos de falha.

Os resultados numéricos foram comparados com quatro vigas previamente ensaiadas. Os resultados numéricos, no geral, apresentaram boa correlação com os experimentos. No que tange à carga última, a relação carga experimental/carga numérica ficou entre 0,98 e 1,03. A Figura 32 mostra a relação carga-deflexão para duas das vigas onde é possível observar boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais.

FIGURA 32 – COMPARATIVO NUMÉRICO EXPERIMENTAL



FONTE: Adaptado de Cai, Pan e Zhou (2017)

Os modos de falha, bem como os padrões de fissuração apresentaram padrões similares aos resultados experimentais, validando o modelo numérico para o estudo de vigas constituídas por ECC e reforçadas com BFRP.

Fan, Zhou et al. (2021) realizaram um estudo numérico-experimental em vigas de concreto IPC (*Inorganic polymer concrete*) utilizando barras de BFRP para reforço longitudinal e transversal. As vigas foram ensaiadas com a aplicação de duas cargas pontuais (flexão pura) na região central. O objetivo foi avaliar o comportamento ao cisalhamento variando o espaçamento dos estribos e a relação entre o comprimento do trecho sujeito à cisalhamento e a altura da viga.

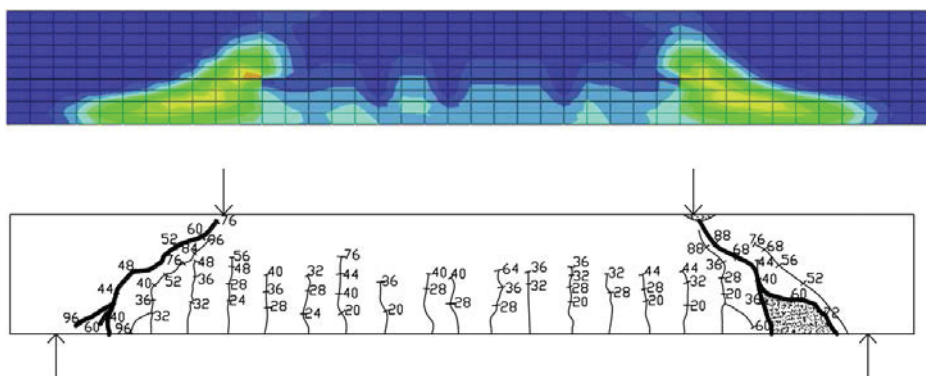
Todas as vigas ensaiadas apresentaram ruptura por esmagamento do concreto seguido de cisalhamento. Logo após o surgimento das primeiras fissuras, as mesmas se espalharam rapidamente em decorrência do baixo módulo de elasticidade do BFRP. Os ensaios foram conduzidos por controle de força, sendo o diagrama força - deflexão constituído basicamente por duas retas, uma antes e outra após o aparecimento da primeira fissura.

O modelo numérico, por sua vez, foi elaborado utilizando o software ABAQUS (ABAQUS, 2010) utilizando elementos 3D isoparamétricos de 8 nós adequado para materiais frágeis. Em relação ao modelo constitutivo do concreto, utilizou-se um que contemplava a danificação durante o carregamento. Já para o BFRP o modelo constitutivo utilizado foi elástico linear. Não foi considerado deslocamento relativo entre o concreto e as barras de BFRP (*bond-slip*).

Os resultados obtidos, tanto em relação à fissuração do concreto, quanto da relação carga - deflexão foram muito bons, e condizentes com os experimentos. A

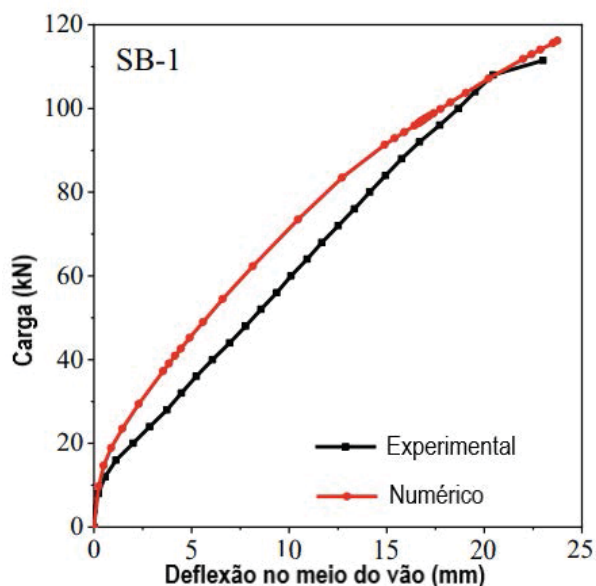
Figura 33 mostra a danificação no concreto e o padrão de fissuração, enquanto que na Figura 37 é feita a comparação, para uma das viga, do resultado numérico com o experimental em relação à carga - deflexão.

FIGURA 33 – FISSURAÇÃO DO CONCRETO NO MODELO NUMÉRICO EM RELAÇÃO AO EXPERIMENTO



FONTE: adaptado de Fan, Zhou et al. (2021)

FIGURA 34 – COMPARATIVO DO RESULTADO NUMÉRICO COM O EXPERIMENTAL PARA UMA DAS VIGAS ENSAIADAS



FONTE: adaptado de Fan, Zhou et al. (2021)

## 2.6 ENERGIA DE FRATURA

Nos modelos constitutivos para o concreto utilizados no modelo numérico, a energia de fratura na tração e na compressão são parâmetros entrada. Tais fatores possuem influência importante no resultado do modelo. Dessa forma é apresentado na

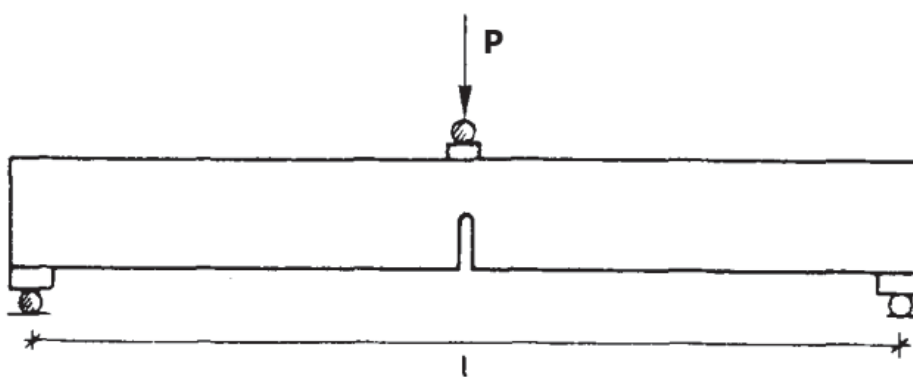
sequência a definição da energia de fratura, como é obtida experimentalmente, além de formulações analíticas para estimativa dessas grandezas.

### 2.6.1 Energia de fratura na tração

A energia de fratura na tração ( $G_f$ ) do concreto pode ser definida como o total de energia requerida num teste de ruptura à tração para a completa propagação de uma fissura de área unitária. A energia de fratura é um importante parâmetro no modelo constitutivo do concreto em análises numéricas. É representado pela área abaixo do gráfico tensão - deformação e os valores variam entre 100-200 N/m para argamassas e 200-500 N/m para concretos. Todavia, valores maiores e menores que os apresentados podem ser encontrados (HILLERBORG, 1985). Nesse trabalho o autor também apresenta dimensões recomendadas para as vigas a serem ensaiadas, para um diâmetro máximo do agregado entre 1 e 16mm, a viga deve ter 100 mm de base, 100 mm de altura, 840 mm de comprimento, entalhe igual a metade da altura e vão de 800 mm.

De acordo com o RILEM (1985), a energia de fratura pode ser obtida através de um ensaio de flexão, onde é rompida uma viga com um entalhe no centro, conforme mostrado na Figura 35. A partir da relação carga - deflexão do ensaio, a energia de fratura do concreto na tração é calculada a partir da equação 2.34.

FIGURA 35 – ESQUEMA DO ENSAIO PARA OBTENÇÃO DA ENERGIA DE FRATURA NA TRAÇÃO



FONTE: adaptado de RILEM (1985)

$$G_f = \frac{W_0 + mg\delta_0}{A_{lig}} \quad (2.34)$$

onde:

$G_f$  é a energia de fratura do concreto na tração;

$W_0$  é a área abaixo do gráfico de acordo com a Figura 36;

$m$  é igual a  $m_1 + 2m_2$  (kg);

$m_1$  peso da viga entre os suportes, calculado como o peso da viga multiplicado pela relação comprimento/vão;

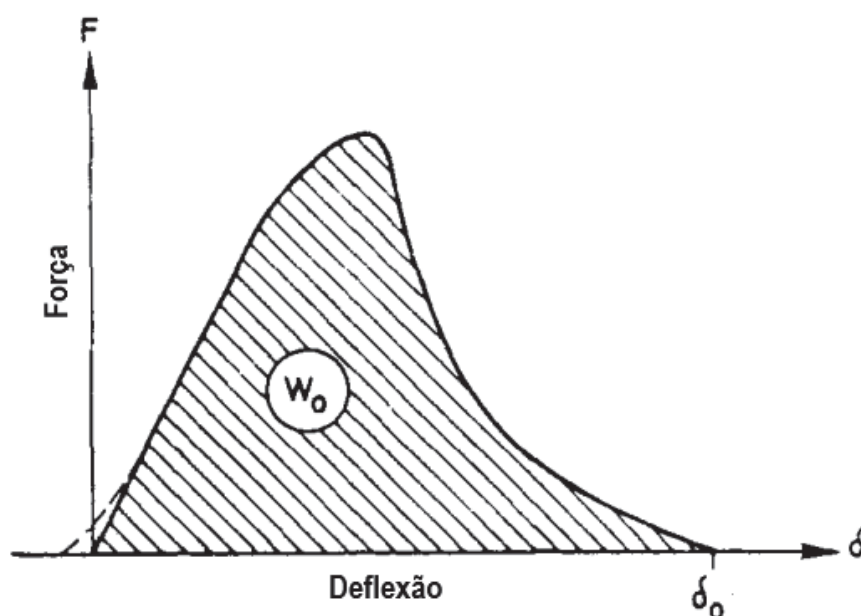
$m_2$  peso de suportes ou outros aparatos que não fazem parte do equipamento de ensaio mais estão ligados à viga;

$g$  é a aceleração da gravidade,  $9,81 \text{ m/s}^2$ ;

$\delta_0$  é a deflexão última da viga (m);

$A_{lig}$  é a área de ligação acima do entalhe da viga ( $\text{m}^2$ ).

FIGURA 36 – GRÁFICO FORÇA - DEFLEXÃO



FONTE: adaptado de RILEM (1985)

Uday (2017) realizou um estudo experimental para investigar a energia de fratura na tração ( $G_f$ ) do concreto. O autor efetuou ensaios de flexão 3 pontos em vigas dotadas de entalhes no meio do vão. Todas as vigas ensaiadas possuíam seção transversal de  $150 \times 150 \text{ mm}$  e comprimento de  $700 \text{ mm}$ , em relação aos entalhes, as vigas foram divididas em três grupos, onde a relação entalhe/altura foi, para cada grupo, de 0,15; 0,35 e 0,50.

Para as vigas com relação entalhe/altura de 0,15 os valores para a energia de fratura foram altos, entre  $180$  e  $214 \text{ N/m}$ , para a relação 0,35 a energia de fratura ficou entre  $90$  e  $95 \text{ N/m}$  e para a relação 0,50 entre  $70$  e  $74 \text{ N/m}$ . O autor argumenta que, em decorrência da pequena profundidade do entalhe na relação 0,15, a zona de fratura não é estável, resultando em valores com grande variabilidade, e portanto, não adequados.

Como resultados, o autor enfatiza que a energia de fratura diminui à medida que a relação entalhe/altura aumenta, recomendando, para a energia de fratura, valores entre 72 e 93 N/m.

Carlioni, Santandrea e Baietti (2019) estudaram o efeito da dimensão das vigas ensaiadas no valor da energia de fratura. Para isso, foram moldadas 38 vigas com duas alturas diferentes (70 e 150 mm) e três larguras (35, 70 e 150 mm). As vigas com altura de 70 mm possuíam um comprimento de 300 mm enquanto que as com altura de 150 mm possuíam altura de 600 mm. Todas as vigas tiveram a relação carga - deflexão monitorada por medidores de deslocamento linear ou LVDTs (do inglês *Linear Variable Differential Transformer*) e também através da correlação de imagem digital.

Em relação ao tamanho das vigas, os autores fizeram, exceto para a viga com largura de 35mm, com que a menor dimensão fosse ao menos igual a quatro vezes o diâmetro máximo do agregado. Todas as vigas possuíam um entalhe no meio do vão, executado com uma serra diamantada em com dimensão igual a um terço da altura da viga.

As vigas com menores dimensões apresentaram também os menores valores para a energia de fratura, as vigas com dimensão transversal de 35 x 70 mm apresentaram um valor médio de 63,4 N/m. Da mesma forma, as vigas com maiores dimensões, notadamente aquelas com seção transversal de 150 x 150 mm apresentaram um valor médio de 128,1 N/m. As demais vigas apresentaram valores intermediários. É importante também salientar que quanto maior a dimensão das vigas, menor o coeficiente de variação verificado, para as vigas com seção transversal de 30 x 70 mm o coeficiente de variação foi de 0,191 enquanto que para a seção transversal de 150 x 150 mm foi de 0,059.

Os autores também concluíram que, para se obter uma amostra adequada para a realização dos ensaios o processo de cura deve ser o mesmo para todos os exemplares. Algumas vigas com diferentes processos de cura foram ensaiadas, apresentando valores de energia de fratura discrepantes.

Na ausência de ensaios, existem fórmulas de correlação que podem ser utilizadas para estimar a energia de fratura na tração. O fib Model Code 2010 (2013) apresenta, por exemplo, a fórmula 2.35 para determinação da energia de fratura do concreto à tração.

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad (2.35)$$

onde:

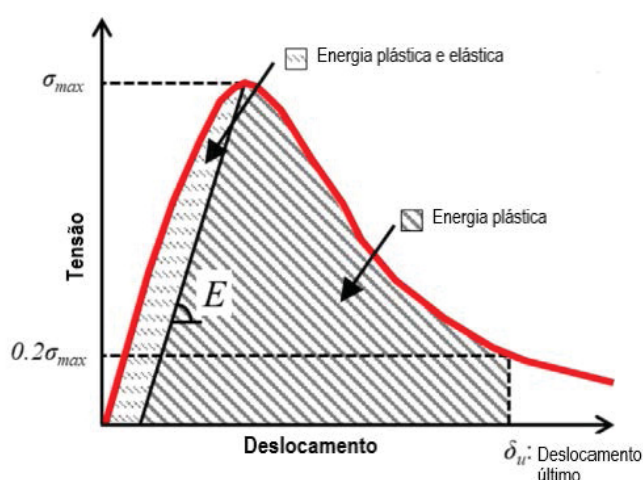
$G_f$  é a energia de fratura do concreto à tração em N/mm;

$f_{cm}$  é a resistência à compressão média do concreto em MPa.

## 2.6.2 Energia de fratura na compressão

A energia de fratura na compressão é definida como a energia absorvida por unidade de área na zona de ruptura do concreto. Pode ser obtida em ensaios de compressão uniaxial através da área abaixo do gráfico força x deslocamento dividido pela seção transversal do corpo de prova. É importante ressaltar que a área relativa à energia elástica é descontada no cálculo da energia de fratura, somente é considerada a parte do gráfico referente à energia plástica, ou seja, após o pico. A Figura 37 exemplifica área do gráfico utilizada para o cálculo da energia de fratura (NAKAMURA; HIGAI, 2001; NAKAMURA; NANRI et al., 2018).

FIGURA 37 – ÁREA UTILIZADA PARA O CÁLCULO DA ENERGIA DE FRATURA NA COMPRESSÃO



FONTE: adaptado de Nakamura, Nanri et al. (2018)

Nakamura e Higai (2001) estudaram a energia de fratura do concreto sujeito à compressão uniaxial. Os ensaios foram realizados em corpos de prova considerando agregados de diferentes granulometrias, tamanho máximo do agregado e diferentes resistências à compressão. Como resultado, foram estabelecidas duas equações para o cálculo da energia de fratura na compressão, a Equação 2.36 que considera a resistência à compressão do concreto como parâmetro de entrada e a Equação 2.37 que correlaciona com a energia de fratura à tração.

$$G_{fc} = 8,8\sqrt{f_{cm}} \quad (2.36)$$

$$G_{fc} = 250G_f \quad (2.37)$$

onde:

$G_{fc}$  é a energia de fratura do concreto na compressão em N/mm;



$G_f$  é a energia de fratura do concreto à tração em N/mm;  
 $f_{cm}$  é a resistência à compressão média do concreto em MPa.

Já Lertsrisakulrat et al. (2001) analisaram os efeitos de parâmetros geométricos na influência da energia de fratura à tração. No estudo foram ensaiados corpos de prova com diferentes relações comprimento/altura, tamanho e forma. Após a realização dos ensaios, propuseram a Equação 2.38 para o cálculo da energia de fratura do concreto na compressão.

$$G_{fc} = 8,6 f_{cm}^{1/4} \quad (2.38)$$

As equações mostradas são aplicadas somente no cálculo da energia de fratura do concreto íntegro. Nakamura, Nanri et al. (2018) avaliaram a influência da fissuração no concreto na energia de fratura. O estudo comprovou que a abertura das fissuras existentes bem como o tamanho máximo do agregado interferem na energia de fratura, uma vez que alteram a resistência à compressão do concreto.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve o programa experimental desenvolvido para avaliar o comportamento de vigas de concreto reforçadas com BFRP. Para isso, foi realizado ensaio de flexão até a ruptura de vigas com dez configurações diferentes de reforço interno. Em cada configuração foram moldadas duas vigas, totalizando vinte exemplares, sendo doze reforçados exclusivamente com BFRP e oito com aço. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas de Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná (LAME/DCC).

#### 3.1 MATERIAIS

##### 3.1.1 Concreto

O agregado graúdo utilizado na produção do concreto é proveniente da região de Curitiba-PR, sendo classificado como granito. Já para o agregado miúdo foi utilizada areia natural. Na Tabela 2 é apresentada a caracterização dos agregados. Para o agregado graúdo, as propriedades foram obtidas seguindo-se as disposições contidas na ABNT NBR NM 53:2009 (2009). Já para o agregado miúdo, os ensaios de massa específica e absorção de água seguiram, respectivamente, as disposições das normas ABNT NBR NM 52:2009 (2009) e ABNT NBR NM 30:2001 (2001).

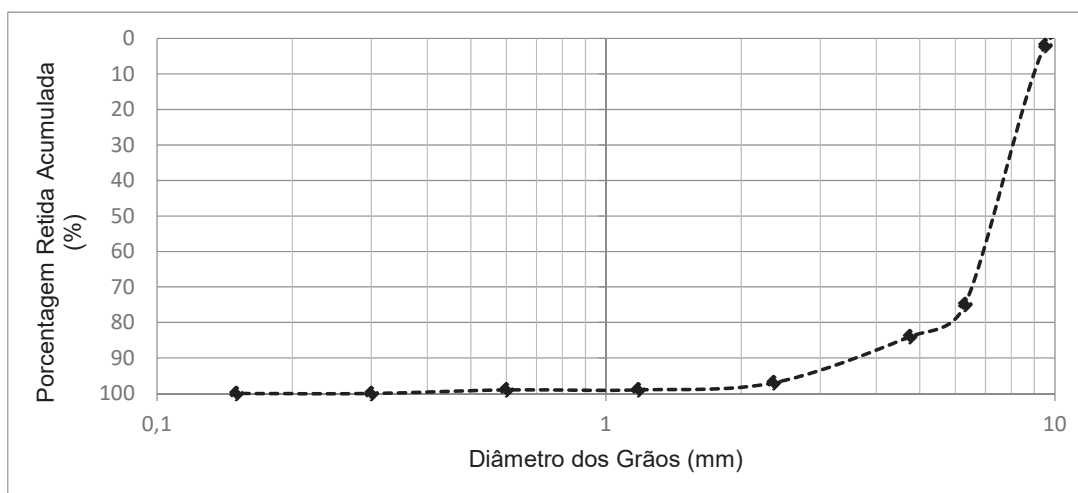
TABELA 2 – Caracterização dos agregados miúdo e graúdo

Propriedade	Unidade	Agregado graúdo	Agregado miúdo
Massa específica absoluta	g/cm <sup>3</sup>	2,618	2,607
Massa específica saturada com superfície seca	g/cm <sup>3</sup>	2,625	2,580
Massa específica aparente	g/cm <sup>3</sup>	2,636	2,563
Absorção de água	%	0,272	5,172

FONTE: O Autor (2021)

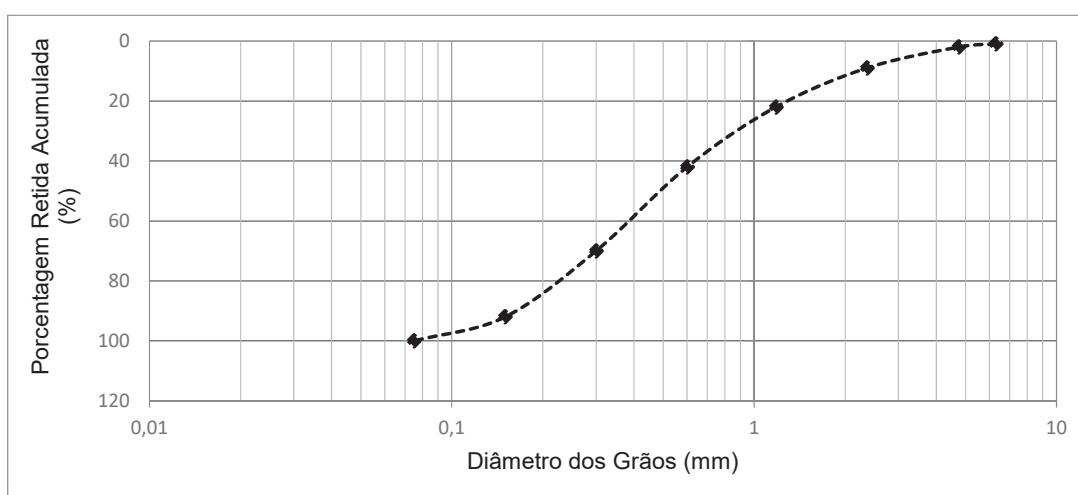
Para a obtenção das curvas granulométricas, o ensaio foi realizado seguindo-se os limites propostos na ABNT NBR 7211:2009 (2009). Na sequência são apresentadas as curvas granulométricas para os agregados graúdo (Figura 38) e miúdo (Figura 39).

FIGURA 38 – CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 39 – CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO MIÚDO



FONTE: O Autor (2021)

Em relação ao cimento, foi utilizado do tipo CPII-F. A dosagem do concreto foi feita por volume visando uma resistência característica à compressão de 30 MPa. A tabela 3 apresenta o traço utilizado.

TABELA 3 – Traço do concreto

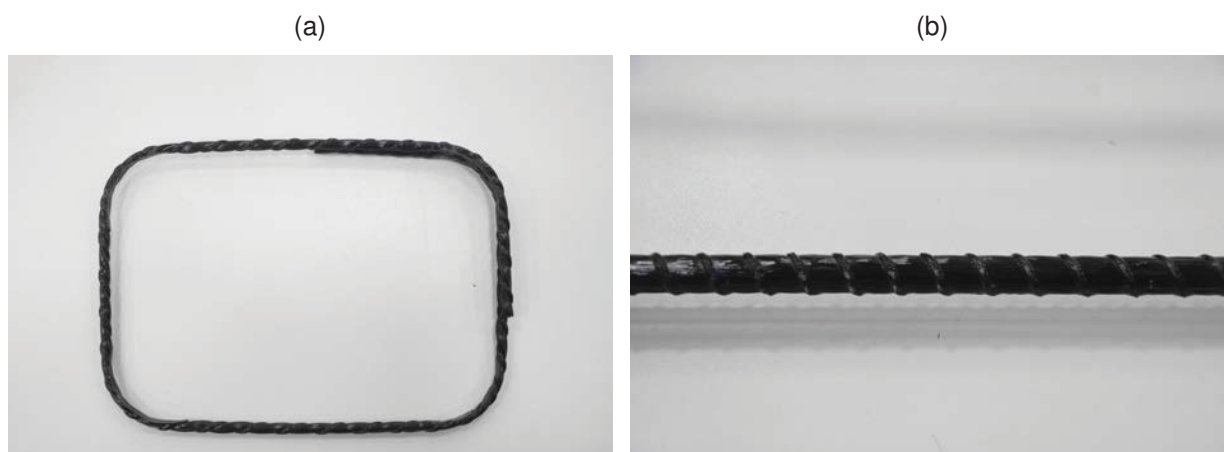
Material	Proporção
Cimento	1,00
Água	0,50
Areia média	1,81
Brita 0	2,16

FONTE: O Autor (2021)

### 3.1.2 BFRP

O BFRP utilizado nas vigas é feito com resina do tipo epóxi e foi fornecido pela empresa Haizer Building Solution. A configuração superficial é caracterizada pela presença de saliências em formato helicoidal para melhorar a aderência com o concreto, conforme mostrado na Figura 40.

FIGURA 40 – BFRP UTILIZADO NAS VIGAS: (a) ESTRIBO, (b) BARRA LONGITUDINAL



FONTE: O Autor (2021)

Os ensaios de caracterização foram disponibilizados pelo fornecedor. Os mesmos foram executados pelo CEATEC Laboratório de Materiais de Construção, vinculado à Pontifícia Universidade Católica de Campinas. A normativa utilizada para a caracterização do BFRP foi a ASTM D7205 (2016). Nas tabelas 4, 5 e 6 são reproduzidos os valores de resistência à tração e módulo de elasticidade para as barras de BFRP com diâmetros de 8, 10 e 12mm. Para os estribos, com diâmetro de 4mm, não há ensaios disponíveis.

TABELA 4 – Resistência à tração e módulo de elasticidade para barras de BFRP com diâmetro de 8mm

Nº amostra	Diâmetro comercial (mm)	Diâmetro nominal (mm)	Área nominal (mm)	Carga de ruptura (kN)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	8,000	7,800	47,780	48,079	1006,180	52,500
2	8,000	7,800	47,780	48,197	1008,650	49,040
3	8,000	7,800	47,780	49,024	1025,960	55,290
Valor médio					1013,600	52,270
Desvio padrão					10,780	3,130

FONTE: O Autor (2021)

TABELA 5 – Resistência à tração e módulo de elasticidade para barras de BFRP com diâmetro de 10mm

Nº amostra	Diâmetro comercial (mm)	Diâmetro nominal (mm)	Área nominal (mm)	Carga de ruptura (kN)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	10,000	10,100	80,102	81,934	1022,660	52,570
2	10,000	10,100	80,120	84,869	1059,290	55,270
3	10,000	10,100	80,120	81,638	1018,970	54,740
4	10,000	10,100	80,120	76,723	957,620	49,510
5	10,000	10,100	80,120	80,604	1006,060	50,850
<b>Valor médio</b>					<b>1012,920</b>	<b>52,580</b>
<b>Desvio padrão</b>					<b>36,700</b>	<b>2,460</b>

FONTE: O Autor (2021)

TABELA 6 – Resistência à tração e módulo de elasticidade para barras de BFRP com diâmetro de 12mm

Nº amostra	Diâmetro comercial (mm)	Diâmetro nominal (mm)	Área nominal (mm)	Carga de ruptura (kN)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	12,000	11,900	111,220	106,609	958,540	*
2	12,000	11,900	111,220	116,666	1048,960	49,310
3	12,000	11,900	111,220	114,449	1029,030	52,660
4	12,000	11,900	111,220	117,375	1055,340	52,630
5	12,000	11,900	111,220	109,051	980,500	*
<b>Valor médio</b>					<b>1014,470</b>	<b>51,530</b>
<b>Desvio padrão</b>					<b>42,880</b>	<b>1,920</b>

FONTE: O Autor (2021)

\*Valores não obtidos em decorrência de falha na leitura do extensômetro.

### 3.1.3 Aço

Nas vigas reforçadas com aço, foram utilizados vergalhões de aço CA-50 da marca Gerdau. Em virtude de limitações nos equipamentos disponíveis não foram realizados ensaios de caracterização.

O aço, por ser um material bastante estudado e já utilizado em larga escala na construção civil, possui propriedades bem conhecidas prescritas em norma. O aço nacional é fabricado por grandes empresas, as quais possuem um processo muito controlado, resultando em um produto com bastante qualidade, que dificilmente

apresenta resistência inferior ao preconizado nas normativas. Dessa forma, é de praxe que os escritórios de cálculo tomem os valores de norma para o dimensionamento de estruturas e não valores de ensaios. Seguindo a mesma lógica, para o cálculo da capacidade teórica das vigas em aço, serão utilizados os valores prescritos em norma, que para a tensão de escoamento é de 500 MPa, de acordo com a ABNT NBR 7480:2007 (2007) e módulo de elasticidade de 210 MPa, seguindo a recomendação da ABNT NBR 6118:2014 (2014).

No caso do modelo numérico, para possibilitar um melhor comparativo na questão das flechas e no deslocamento de ruptura, buscou-se valores reais da tensão de escoamento do aço, tensão e deformação últimas. Para isso, foram pesquisados valores de referência com base em estudos realizados em barras de aço nacionais que seguissem as disposições contidas na ABNT NBR 7480:2007 (2007). Na Tabela 7 são apresentados alguns valores de referência.

TABELA 7 – Propriedades para o aço CA-50 obtidas na literatura

<b>Referência</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Tensão de escoamento (MPa)</b>	<b>Tensão última (MPa)</b>	<b>Deformação máxima (%)</b>
Demétrio Filho et al. (2017)	8,0	655,00	740,70	18,80
	8,0	661,10	790,10	15,00
	8,0	598,80	682,80	16,30
	8,0	637,60	734,80	13,80
	10,0	620,60	745,20	10,00
	10,0	635,00	762,00	13,00
	10,0	646,20	719,90	12,00
	10,0	612,80	717,70	14,00
Macedo (2018)	10,0	620,38	738,64	15,00
Virgens (2015)	5,0	727,00	-	-
Palhares (2018)	5,0	698,00	-	-
Rezende (2017)	10,0	635,05	807,65	14,00
	10,0	643,50	813,50	15,00
	10,0	646,01	820,73	14,00
	10,0	631,86	804,10	16,00
	10,0	633,48	804,34	13,00
	10,0	635,88	805,58	12,00

FONTE: O Autor (2021)

Pode-se dizer que, mesmo considerando a variabilidade inerente ao material, os valores de resistência do aço obtidos na literatura são similares. Assim sendo, para os modelos numéricos implementados no presente trabalho serão utilizados os valores médios obtidos por Demétrio Filho et al. (2017) para os aços com diâmetro de 8 mm e 10 mm. No caso do aço com diâmetro de 5 mm, utilizado nos estribos e na armadura superior, serão adotadas as mesmas propriedades do aço de 8 mm. Para o módulo de elasticidade será adotado o valor de 210 GPa, recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 (2014). Na Tabela 8 são apresentadas as propriedades do aço empregadas no modelo numérico.

TABELA 8 – Propriedades para o aço utilizadas no modelo numérico

<b>Diâmetro</b>	<b>Tensão de escoamento</b>	<b>Tensão última</b>	<b>Deformação máxima</b>	<b>Módulo de elasticidade</b>
<b>(mm)</b>	<b>(MPa)</b>	<b>(MPa)</b>	<b>(%)</b>	<b>(GPa)</b>
10,00	628,65	736,20	12,25	210,00
8,00	638,13	737,10	15,98	210,00
5,00	638,13	737,10	15,98	210,00

FONTE: O Autor (2021)

## 3.2 MÉTODOS

### 3.2.1 Elementos estudados

As vigas objeto do estudo possuem 100 mm de base, 200 mm de altura de 1100 mm de comprimento. O vão entre apoios é de 980 mm. As dimensões foram definidas com base na literatura, como por exemplo nos trabalhos de Urbanski, Lapko e Garbacz (2013) e Kumar et al. (2019), e também em função da prensa utilizada no ensaio. Adotou-se para as vigas, tanto as reforçadas com BFRP quanto com aço, um revestimento de 15 mm.

As configurações das vigas foram estabelecidas de forma que possibilitem avaliar a resistência aos esforços de flexão e cisalhamento. As barras de BFRP por si só apresentam uma resistência ao cisalhamento pequena, além disso, quando utilizadas como estribos, a dobra é um ponto fraco. Em decorrência do baixo módulo de elasticidade em relação ao aço, e consequentemente, uma maior deformação, o efeito de pino e o atrito entre os agregados são diminutos, reduzindo a resistência ao cisalhamento. Dessa forma, optou-se por ensaiar vigas com e sem estribos para verificar a resistência do concreto ao cisalhamento. Como referência, serão utilizadas as vigas reforçadas exclusivamente com aço.



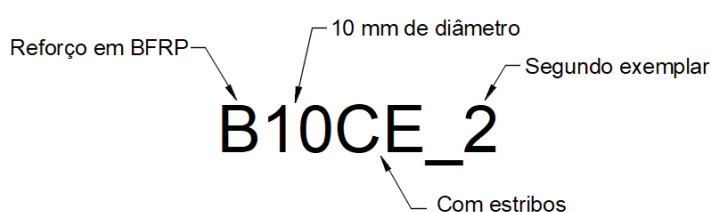
O reforço em cada uma das vigas foi arbitrado de acordo com a bitola das barras disponíveis. Além disso, estabeleceu-se a condição de ruptura por esmagamento do concreto, considerado adequado pelo ACI 440.1R-15 (2015) em virtude de apresentar certa ductilidade.

Para o pré-dimensionamento dos elementos a serem ensaiados, considerou-se um concreto com 30 MPa de resistência, BFRP com módulo de elasticidade e resistência última, respectivamente de 50 GPa e 800 MPa (fornecidos pelo fabricante); e aço com resistência ao escoamento de 500 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa, seguindo as disposições da ABNT NBR 7480:2007 (2007) e ABNT NBR 6118:2014 (2014).

A verificação da capacidade resistente de projeto nos elementos reforçados com BFRP foi feita utilizando-se as disposições contidas no ACI 440.1R-15 (2015), e, para aquelas reforçadas com aço, seguiu-se o ACI 318-19 (2019). O esforço cortante solicitante foi obtido considerando-se um ensaio de flexão 3 pontos.

Para identificação das vigas, criou-se uma nomenclatura composta por letras e números. A primeira letra da nomenclatura refere-se ao tipo de reforço, sendo "B" para BFRP e "A" para aço. O número em seguida representa o diâmetro da armadura em milímetros. As duas letras seguintes indicam a presença de estribos "CE" ou a não presença de estribos "SE". Como foram moldados dois exemplares para cada viga, o último número é referente a qual exemplar está sendo analisado, o primeiro (1) ou o segundo (2). A Figura 41 mostra um exemplo da utilização da nomenclatura.

FIGURA 41 – NOMENCLATURA DAS VIGAS



FONTE: O Autor (2021)

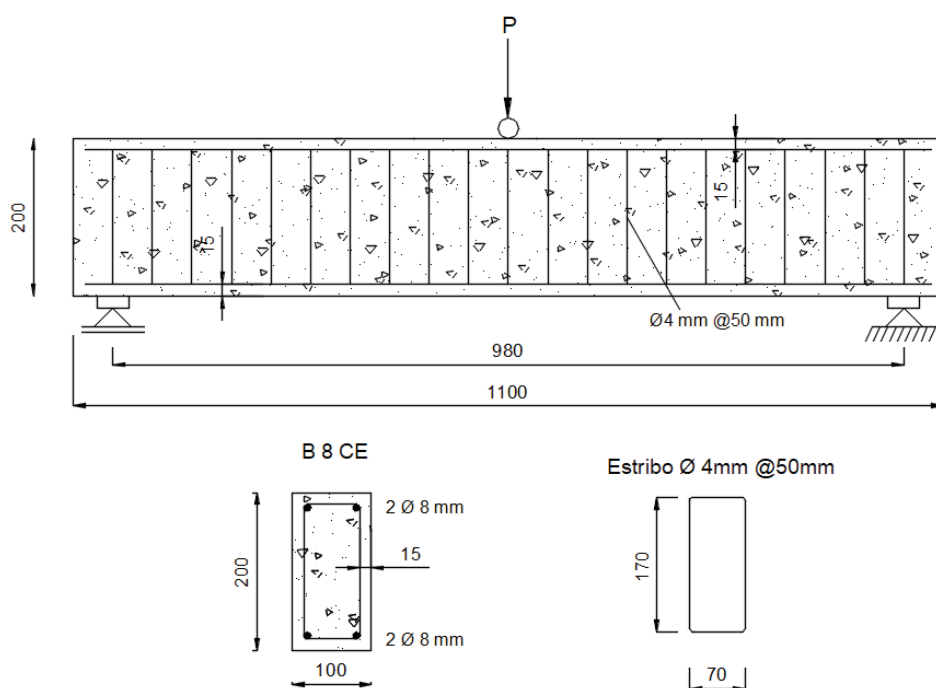
Na Tabela 9 é apresentada a configuração do reforço em cada uma das vigas ensaiadas, bem como a taxa de reforço ( $\rho$ ) e taxa de reforço balanceada ( $\rho_b$ ). Nas Figuras 42 a 47 são feitas as ilustrações. Em todas as vigas reforçadas com BFRP foram utilizadas duas barras de igual diâmetro tanto para o reforço superior quanto o inferior. Já naquelas reforçadas com aço, a armadura superior possui diâmetro de 5mm, variando-se apenas a armadura inferior. Na Tabela 9, a taxa de armadura indicada é referente ao reforço positivo de flexão.

TABELA 9 – Características das vigas

Identificação da laje	Tipo de reforço	Diâmetro (mm)	$\rho$ (%)	$\rho_b$ (%)	Estribos
B 8 CE	BFRP	8	0,55	0,25	$\phi$ 4 mm @ 50 mm
B 10 CE	BFRP	10	0,87	0,25	$\phi$ 4 mm @ 40 mm
B 12 CE	BFRP	12	1,26	0,24	$\phi$ 4 mm @ 37 mm
B 8 SE	BFRP	8	0,55	0,25	-
B 10 SE	BFRP	10	0,87	0,25	-
B 12 SE	BFRP	12	1,26	0,24	-
A 8 CE	Aço	8	0,55	1,47	$\phi$ 5 mm @ 90 mm
A 10 CE	Aço	10	0,87	1,51	$\phi$ 5 mm @ 90 mm
A 8 SE	Aço	8	0,55	1,47	-
A 10 SE	Aço	10	0,87	1,51	-

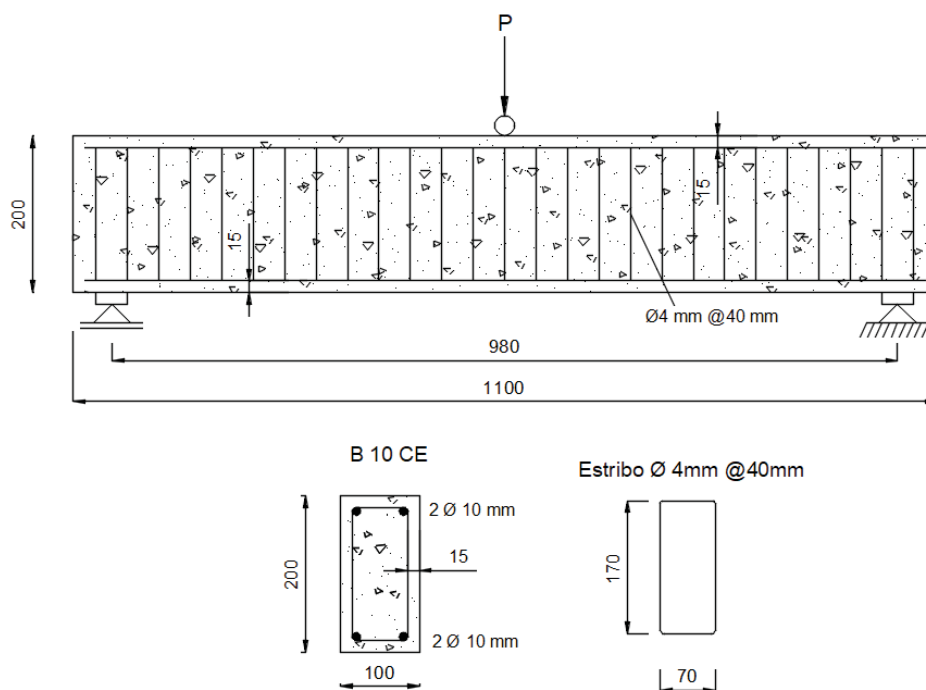
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 42 – VIGA B8CE



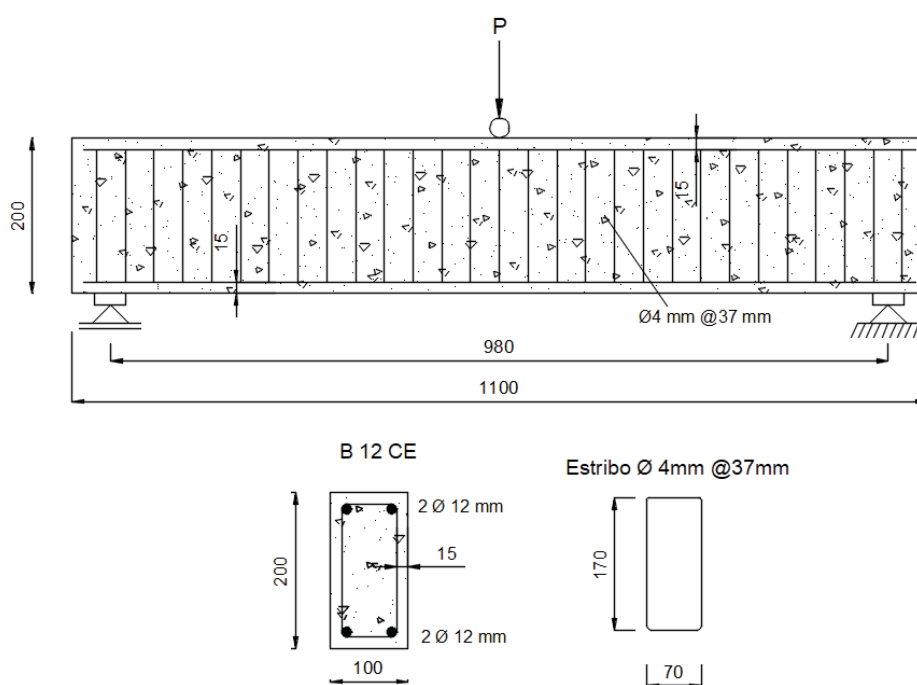
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 43 – VIGA B10CE



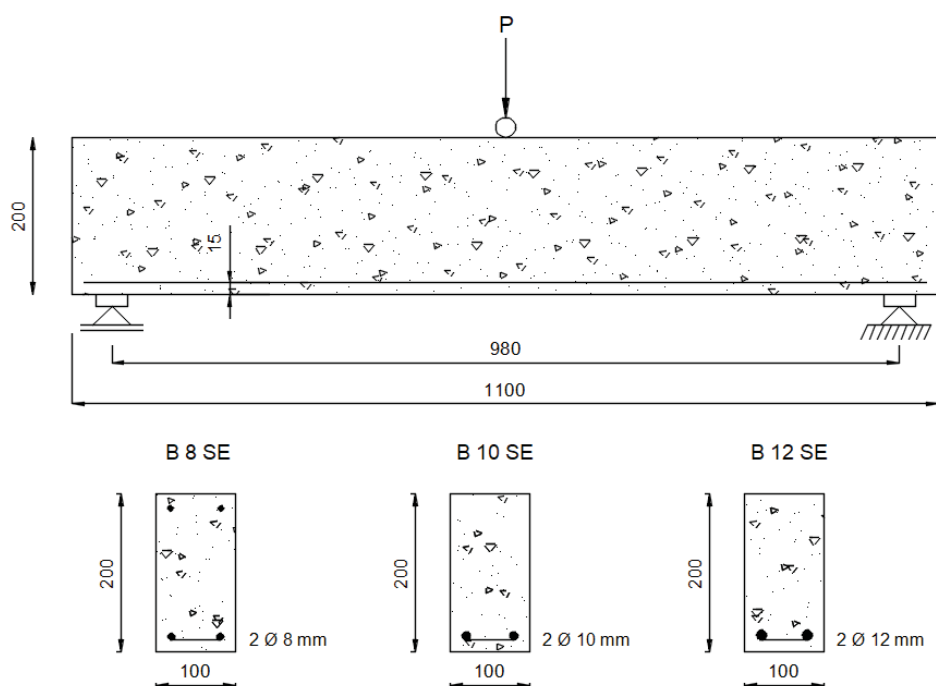
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 44 – VIGA B12CE



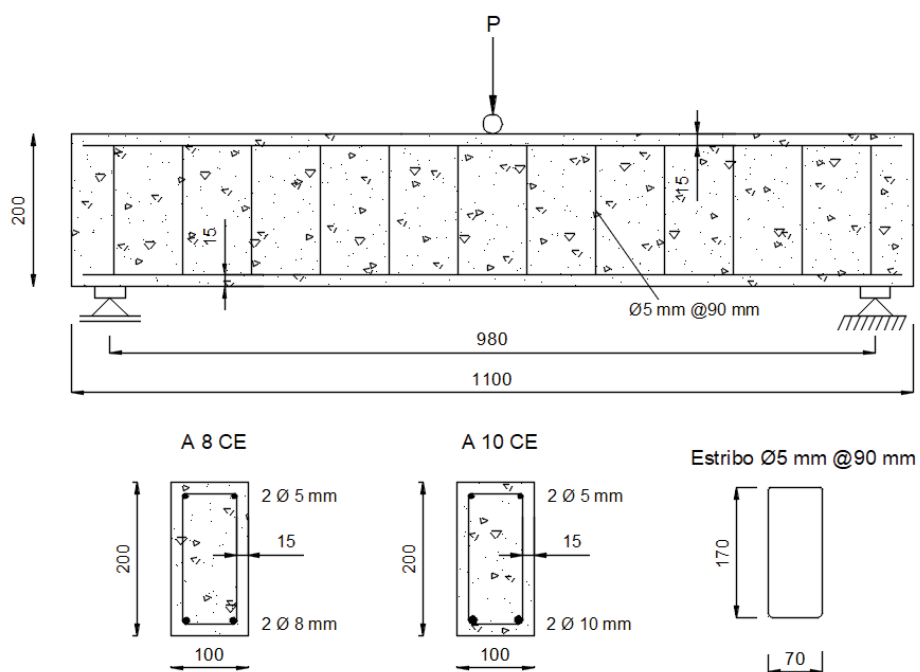
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 45 – VIGAS B8SE, B10SE E B12SE



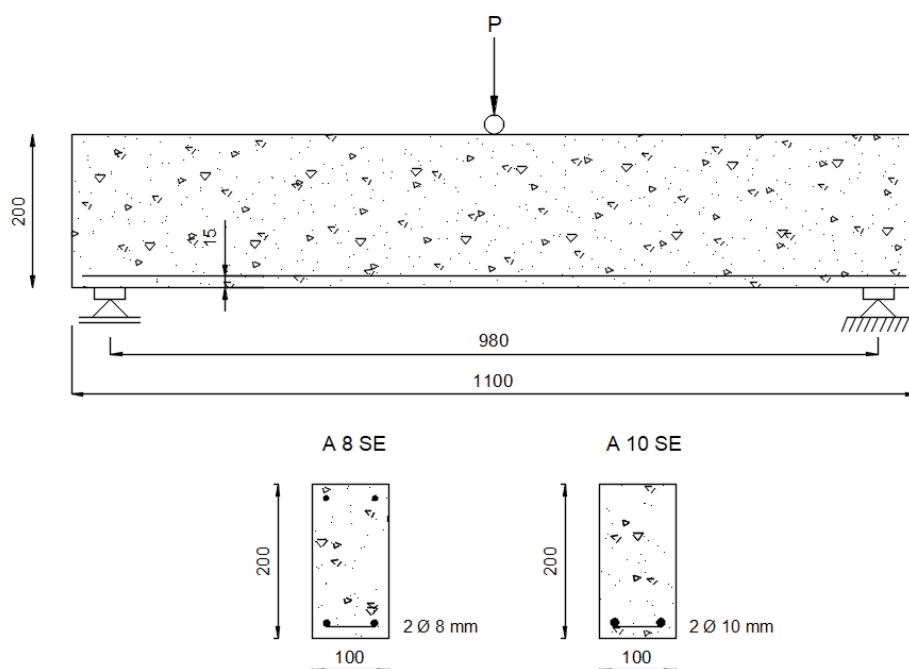
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 46 – VIGAS A8CE E A10CE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 47 – VIGAS A8SE E A10SE



FONTE: O Autor (2021)

As vigas podem ser divididas em dois grupos, um com a presença de estribos, projetadas para romper por flexão, e outro sem a presença de estribos, projetadas para romper por cisalhamento. A verificação do momento resistente de projeto e do cortante correspondente é apresentada nas tabelas 10 e 11, respectivamente para as vigas com estribos e sem estribos. Na realização dos cálculos da capacidade foram utilizados os valores característicos de resistência do concreto, do aço e do BFRP, apresentados no item precedente.

O espaçamento dos estribos nos elementos reforçados com BFRP foi calculado para resistir ao máximo esforço cortante ao qual a viga estará sujeita. Já para os exemplares em aço, o espaçamento é igual, tanto para vigas com barras de 8mm quanto de 10mm, uma vez que, de acordo com os cálculos realizados, deve ser adotado o espaçamento mínimo de  $d/2$ .

TABELA 10 – Verificação da capacidade resistente de projeto para vigas com estribos

Viga	Momento resistente (kN.m)	Cortante corresp. (kN)	Resistência concreto (kN)	Diâmetro estribo (mm)	Espaçamento	
					Calculado (mm)	Adotado (mm)
B8CE	10,98	21,96	5,16	4,0	55,0	50,0
B10CE	13,02	26,04	6,33	4,0	47,0	40,0
B12CE	14,68	29,37	7,37	4,0	41,0	37,0
A8CE	8,55	17,45	15,76	5,0	2109,0	90,0
A10CE	12,93	26,39	15,67	5,0	329,0	90,0

FONTE: O Autor (2021)

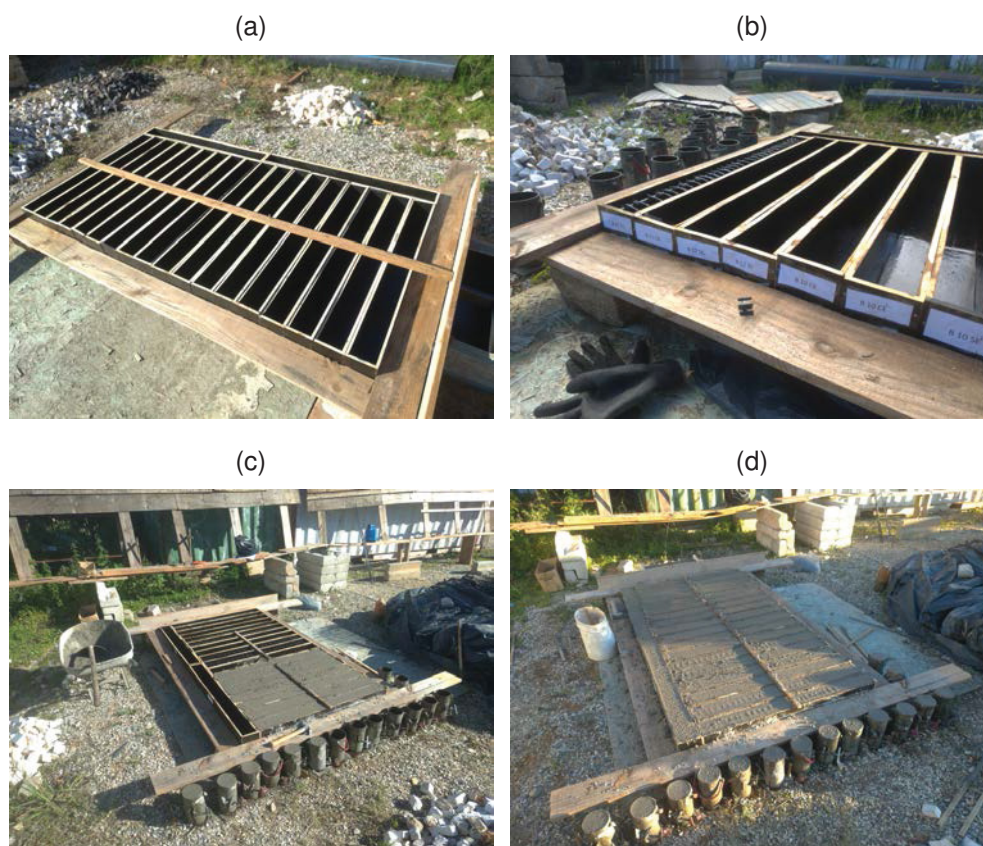
TABELA 11 – Verificação da capacidade resistente de projeto para vigas sem estribos

Viga	Momento resistente (kN.m)	Cortante corresp. (kN)	Resistência concreto (kN)	Diâmetro estribo (mm)	Espaçamento	
					Calculado (mm)	Adotado (mm)
B8SE	2,52	5,16	5,16	-	-	-
B10SE	3,10	6,33	6,33	-	-	-
B12SE	3,61	7,37	7,37	-	-	-
A8SE	7,72	15,76	15,76	-	-	-
A10SE	7,67	15,67	15,67	-	-	-

FONTE: O Autor (2021)

Para a realização da moldagem, foram executadas fôrmas em compensado plastificado, visando um melhor acabamento. O cobrimento foi mantido utilizando-se espaçadores plásticos com 15mm. O processo de moldagem, ilustrado na Figura 48 consistiu no travamento das fôrmas, etiquetagem das fôrmas, posicionamento do reforço, e concretagem. Após o concreto ser despejado nas fôrmas, realizou-se cura por 7 dias molhando a superfície e posteriormente cobrindo com lona plástica. Por fim, as vigas foram ensaiadas com idade de 42 dias.

FIGURA 48 – MOLDAGEM DAS VIGAS: (a) TRAVAMENTO DAS FÔRMAS, (b) ETIQUETAGEM E POSICIONAMENTO DO REFORÇO, (c) CONCRETAGEM, (d) CONCRETAGEM FINALIZADA



FONTE: O Autor (2021)

Para a avaliação da resistência à compressão do concreto foram moldados quinze corpos de prova, sendo três em cada betonada.

### 3.2.2 Resistência à compressão do concreto

A obtenção da resistência à compressão do concreto foi feita através dos ensaios de compressão simples em corpos de prova com 42 dias de idade. Os corpos de prova foram moldados de acordo com as prescrições da ABNT NBR 5738:2016 (2016), com diâmetro de 100mm e altura de 200mm; e ensaiados conforme a ABNT NBR 5739:2018 (2018). Os ensaios foram realizados em uma prensa Instron modelo EMIC 23-300 com capacidade de 300 kN.

### 3.2.3 Correlação de imagem digital

A preparação das vigas para aplicação da correlação de imagem digital, mostrado na Figura 49, consistiu, primeiramente, na aplicação de um fundo branco e posteriormente a criação do padrão aleatório através de respingos com tinta preta.



Para permitir a aplicação da escala no pós-processamento das imagens foram feitas pequenas marcações espaçadas a cada 10cm na região superior da face analisada.

FIGURA 49 – PREPARAÇÃO DAS VIGAS PARA A CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL: (a) APLICAÇÃO DO FUNDO BRANCO, (b) CRIAÇÃO DO PADRÃO ALEATÓRIO



FONTE: O Autor (2021)

Já para a captura das imagens durante os ensaios utilizou-se uma câmera marca Nikon modelo D7100 e lentes AF-S Nikkor 18-300mm. A câmera foi posicionada sempre na mesma altura e perpendicularmente à viga, evitando assim distorções na imagem.

Para cada viga ensaiada foi gravado um vídeo durante todo o tempo do ensaio em qualidade full hd 1080p (1920x1080) a uma taxa de 30 frames por segundo. Contudo, para análise das imagens foram utilizados 3 frames por segundo, retirados da filmagem em intervalos de tempo iguais. A utilização de todos os frames capturados é inviável, uma vez que o arquivo torna-se muito pesado e não resulta em melhora dos resultados.

Visando evitar interferências luminosas, bem como garantir luminosidade suficiente para que todos os pontos do padrão aleatório fossem capturados, utilizou-se um refletor LED de luz branca com potência de 100w. Na Figura 50 é mostrado o posicionamento dos equipamento para filmagem dos ensaios. Em virtude do tamanho da prensa as imagens foram capturadas em apenas um dos lados da viga, em uma porção que compreende uma área ligeiramente maior que metade da viga. A região de aquisição das imagens é mostrada na Figura 51.

FIGURA 50 – FILMAGEM DOS ENSAIOS

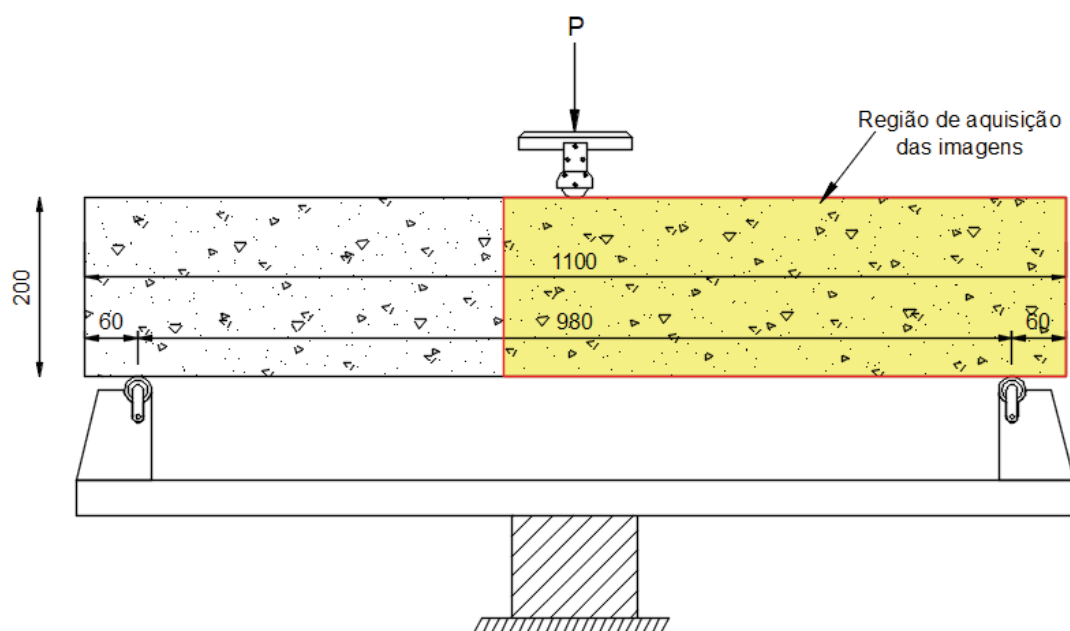


FONTE: O Autor (2021)

### 3.2.4 Ensaio de flexão

As vigas foram submetidas à testes de flexão 3 pontos, com uma carga pontual aplicada no meio do vão. Os ensaios foram feitos por controle de deslocamento, a uma taxa de 0,02 mm/s em uma prensa da marca Instron, modelo EMIC 23-300 com capacidade de 300 kN. A Figura 51 apresenta a configuração do ensaio e também indica a região onde foi feita a captura das imagens para a correlação digital.

FIGURA 51 – CONFIGURAÇÃO DO ENSAIO



FONTE: O Autor (2021)

## 4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados primeiramente os resultados das rupturas dos corpos de prova para obtenção da resistência do concreto. Na sequência são mostrados os resultados dos ensaios de flexão, com indicação da carga última e respectiva deflexão para cada viga, bem como os modos de ruptura e padrão de fissuração. Por fim é apresentada a aplicação da técnica da correlação de imagem digital, possibilitando a obtenção das deflexões reais das vigas.

### 4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Foram executadas cinco betonadas para concretagem de todas as vigas. Em cada betonada, três corpos de prova foram moldados totalizando quinze exemplares, os quais foram rompidos no mesmo dia da ruptura das vigas com 34 dias de idade. Previamente ao ensaio, em cada corpo de prova, foram aferidas as medidas do diâmetro em pontos localizados no topo, no meio e na base, bem como da altura em três pontos distintos.

Na tabela 12 são apresentados os diâmetros e as alturas de cada corpo de prova, a força na prensa e a resistência obtida. Dos quinze corpos de prova moldados, um deles foi descartado em função de danos sofridos durante o transporte, sendo realizadas quatorze rupturas.

TABELA 12 – Resistência à compressão dos corpos de prova

CP		Dimensões (mm)			Média (mm)	Força prensa (kN)	Resistência (MPa)
1	$\phi$ Topo	99,84	100,18		100,10	216,10	27,46
	$\phi$ Meio	99,78	100,19				
	$\phi$ Base	100,16	100,45				
	Altura	198,4	198,4	197,6	198,13		
2	$\phi$ Topo	99,54	99,4		99,70	224,51	28,76
	$\phi$ Meio	99,48	99,61				
	$\phi$ Base	100,24	99,92				
	Altura	199,89	198,82	199,18	199,30		

TABELA 12 – (Continuação)

CP		Dimensões (mm)				Média (mm)	Força prensa (kN)	Resistência (MPa)
3	$\phi$ Topo	100,15	98,75			99,72	243,57	31,19
	$\phi$ Meio	98,99	100,05					
	$\phi$ Base	101,71	98,68					
	Altura	200,76	200,86	201,27	200,96			
4	$\phi$ Topo	99,84	100,18			100,10	207,00	26,30
	$\phi$ Meio	99,78	100,19					
	$\phi$ Base	100,16	100,45					
	Altura	198,4	198,4	197,6	198,13			
5	$\phi$ Topo	100,76	100,13			100,00	206,08	26,24
	$\phi$ Meio	100,33	99,05					
	$\phi$ Base	100,36	99,38					
	Altura	200,51	201,69	200,67	200,96			
6	$\phi$ Topo	101,2	100,53			100,47	239,27	30,18
	$\phi$ Meio	100,24	100,15					
	$\phi$ Base	100,78	99,93					
	Altura	199,19	199,55	200,72	199,82			
7	$\phi$ Topo	99,44	100,64			100,03	214,64	27,31
	$\phi$ Meio	100,52	99,07					
	$\phi$ Base	99,83	100,68					
	Altura	201,64	201,01	201	201,22			
8	$\phi$ Topo	101,44	99,94			100,07	189,46	24,09
	$\phi$ Meio	99,34	99,83					
	$\phi$ Base	100,2	99,65					
	Altura	200,34	201,45	200,48	200,76			

TABELA 12 – (Continuação)

CP		Dimensões (mm)			Média (mm)	Força prensa (kN)	Resistência (MPa)
9	$\phi$ Topo	100,54	100,72		100,27	148,80	18,85
	$\phi$ Meio	99,72	100,25				
	$\phi$ Base	99,72	100,65				
	Altura	199,46	200,45	199,53	199,81		
10	$\phi$ Topo	100,34	100,62		100,16	228,09	28,95
	$\phi$ Meio	99,82	99,77				
	$\phi$ Base	100,4	100,01				
	Altura	199,72	199,68	199,64	199,68		
11	$\phi$ Topo	99,81	100,45		99,97	224,54	28,60
	$\phi$ Meio	99,07	99,98				
	$\phi$ Base	99,99	100,54				
	Altura	202,37	202,69	203,5	202,85		
12	$\phi$ Topo	101,38	100,57		100,56	170,0	21,41
	$\phi$ Meio	100,2	100,34				
	$\phi$ Base	100,35	100,49				
	Altura	197,33	197,9	197,44	197,56		
13	$\phi$ Topo	100,29	100,9		100,33	205,74	26,02
	$\phi$ Meio	99,95	100				
	$\phi$ Base	100,65	100,2				
	Altura	198,93	198,55	198,45	198,64		
14	$\phi$ Topo	100,59	101,02		100,50	176,29	22,22
	$\phi$ Meio	100,19	100,01				
	$\phi$ Base	100,68	100,53				
	Altura	198,83	197,3	197,27	197,80		

FONTE: O Autor (2021)

Por fim, na Tabela 13 apresenta a resistência à compressão média, o desvio

padrão, bem como os resultados da resistência superior (média mais o desvio padrão) e inferior (média menos o desvio padrão).

TABELA 13 – Resistência à compressão do concreto utilizado

<b>Referência</b>	<b>Valor (MPa)</b>
Média	26,256
Desvio padrão	3,516
Superior(média + desvio padrão)	29,772
Inferior(média - desvio padrão)	22,739

FONTE: O Autor (2021)

## 4.2 ENSAIOS À FLEXÃO

Esta seção apresenta um resumo do comportamento das vigas ensaiadas à flexão. Na Tabela 14 são mostrados os resultados dos ensaios com os valores de carga última ( $P_u$ ), deslocamento correspondente, bem como o tipo de ruptura predominante. Salienta-se que a deflexão mostrada na Tabela 14 é relativa ao valor de saída da prensa e considera a deformação total do conjunto (pistão, aparelho de apoio e viga). No item subsequente é feita a correção, através da correlação de imagem digital, desconsiderando-se o movimento de corpo rígido devido à deformação do suporte, bem como os danos localizados no concreto no ponto de aplicação da carga.



TABELA 14 – Resultados dos ensaios (deslocamentos não corrigidos)

<b>Viga</b>	<b><math>P_u</math>(kN)</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>	<b>Tipo de ruptura</b>
A8CE_1	54,31	24,56	Flex. / escoam. aço
A8CE_2	53,90	25,30	Flex. / escoam. aço
A8SE_1	35,63	5,05	Cisalhamento
A8SE_2	34,35	5,07	Cisalhamento
A10CE_1	65,07	14,77	Flex. / escoam. aço
A10CE_2	65,85	14,82	Flex. / escoam. aço
A10SE_1	37,50	4,76	Cisalhamento
A10SE_2	43,90	6,04	Cisalhamento
B8CE_1	47,98	19,48	Esmag.concreto / cisalhamento
B8CE_2	49,90	20,87	Esmag.concreto / cisalhamento
B8SE_1	19,28	5,89	Cisalhamento
B8SE_2	25,16	10,10	Cisalhamento
B10CE_1	69,84	23,30	Esmag.concreto / cisalhamento
B10CE_2	78,63	26,79	Esmag.concreto / cisalhamento
B10SE_1	26,82	5,18	Cisalhamento
B10SE_2	25,54	4,88	Cisalhamento
B12CE_1	89,33	26,78	Esmag.concreto / cisalhamento
B12CE_2	78,65	25,19	Esmag.concreto / cisalhamento
B12SE_1	31,22	6,88	Cisalhamento
B12SE_2	33,50	7,20	Cisalhamento

FONTE: O Autor (2021)

Em relação ao tipo de ruptura, nas Figuras 52 a 61 é mostrado como rompeu cada uma das vigas. Para facilitar a visualização do padrão de fissuração, são apresentadas as imagens tratadas através da correlação digital.

As vigas reforçadas com aço e com estribos (A8CE e A10CE), mostradas nas Figuras 52 e 54 tiveram ruptura típica por flexão e escoamento do aço. Nessas vigas, a primeira fissura ocorreu alinhada com o ponto de aplicação da carga. Com o incremento da carga surgiam fissuras mais distantes do centro da viga, com posicionamento vertical próximo à face inferior e inclinado à medida que se aproxima da linha neutra. Enquanto a armadura em aço estava no trecho elástico linear observou-se o surgimento de novas fissuras e pequena abertura das fissuras existentes. A partir do momento em que a armadura atinge a tensão de escoamento, observou-se um aumento substancial na

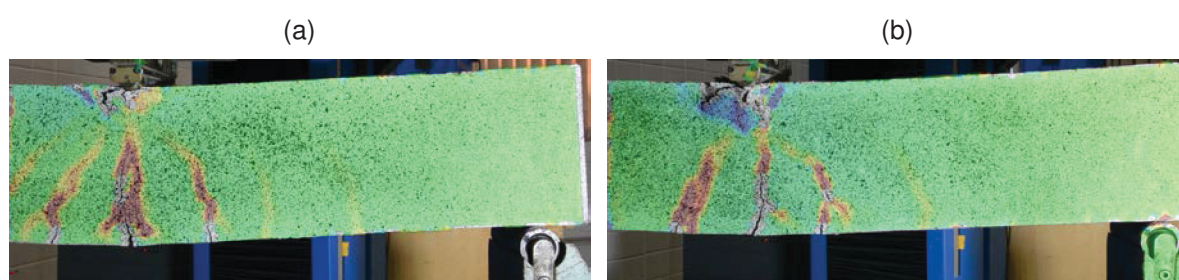
abertura das fissuras existentes.

Para as vigas reforçadas com BFRP e com a presença de estribos (B8CE, B10CE e B12CE), mostradas nas Figuras 56, 58 e 60 a ruptura ocorreu por esmagamento do concreto juntamente com uma fissura de cisalhamento bastante pronunciada. Assim como nas vigas com aço, a primeira fissura ocorre praticamente alinhada com o ponto de aplicação da carga. Com os incrementos na carga, novas fissuras aparecem, essas possuindo posicionamento vertical na região inferior e inclinado à medida que se aproxima da linha neutra. Verificou-se que o número de fissuras nas vigas com BFRP é maior que nas vigas com aço. Nos instantes próximos à carga última observou-se um início de esmagamento do concreto na região de aplicação da carga, e também do aumento da abertura de uma das fissuras com posicionamento inclinado. Sendo essa fissura a causa da ruptura, que ocorreu com características típicas de cisalhamento.

Para as vigas sem estribos, tanto as reforçadas com aço (A8SE e A10SE) quanto as reforçadas com BFRP (B8SE, B10SE e B12SE) romperam por cisalhamento de maneira brusca. A ruptura das vigas sem estribos reforçadas com aço são mostradas nas Figuras 53 e 55, já as reforçadas com BFRP são apresentadas nas Figuras 57, 59 e 61.

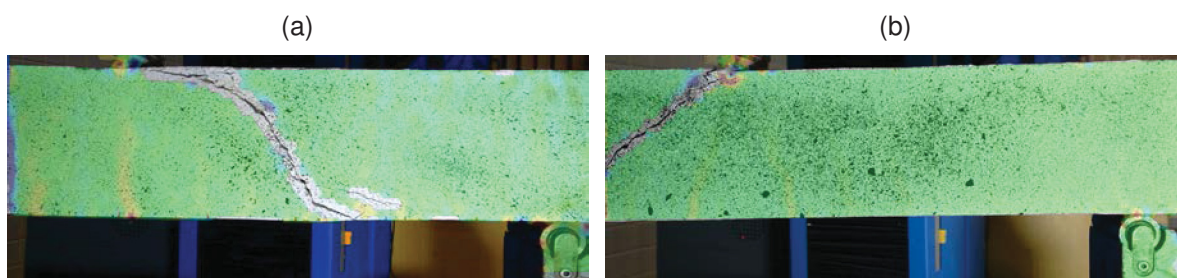
Na viga A10SE\_2, a ruptura ocorreu de maneira brusca com o surgimento de uma fissura de cisalhamento, seguido do desprendimento de parte da viga. Na Figura 55 é mostrado, para a viga A10SE\_2, os instantes anterior à ocorrência da fissura de cisalhamento e após o desprendimento de parte da viga.

FIGURA 52 – RUPTURA DAS VIGAS A8CE: (a) A8CE\_1, (b) A8CE\_2



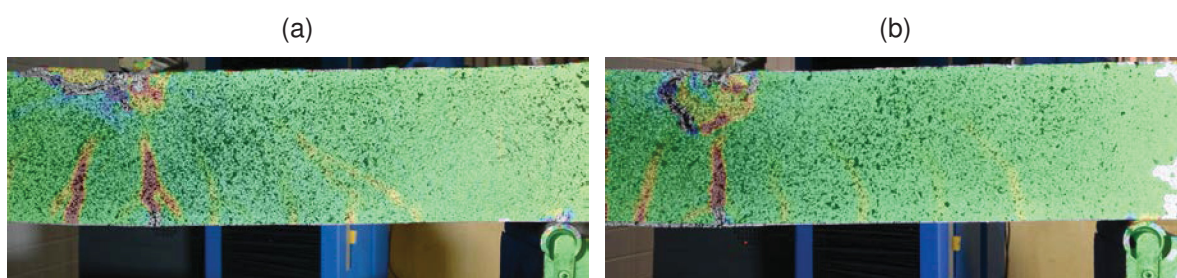
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 53 – RUPTURA DAS VIGAS A8SE: (a) A8SE\_1, (b) A8SE\_2



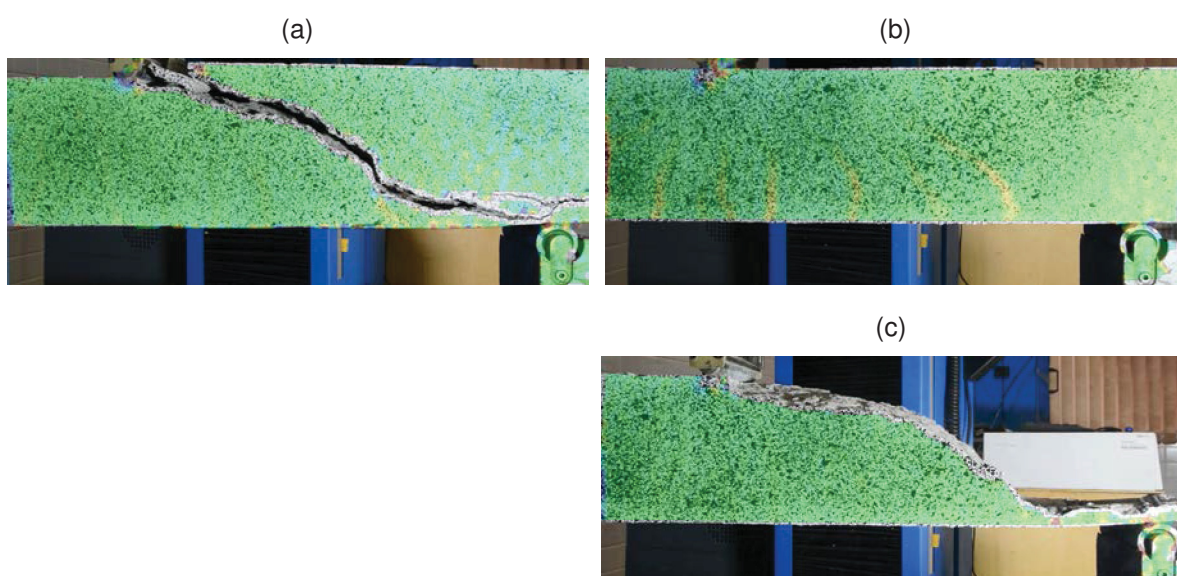
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 54 – RUPTURA DAS VIGAS A10CE: (a) A10CE\_1, (b) A10CE\_2



FONTE: O Autor (2021)

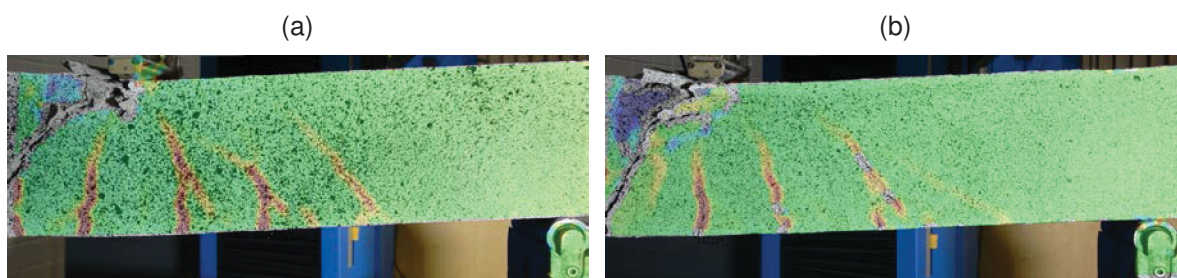
FIGURA 55 – RUPTURA DAS VIGAS A10SE: (a) A10SE\_1, (b) A10SE\_2 ANTES DA RUPTURA, (c) A10SE\_2 APÓS A RUPTURA



FONTE: O Autor (2021)

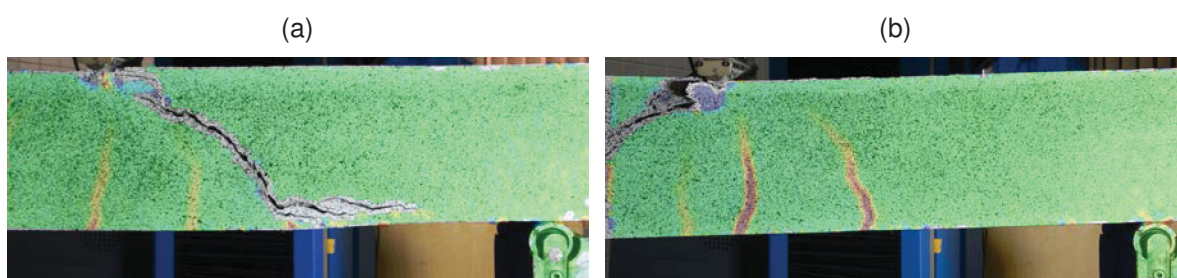


FIGURA 56 – RUPTURA DAS VIGAS B8CE: (a) B8CE\_1, (b) B8CE\_2



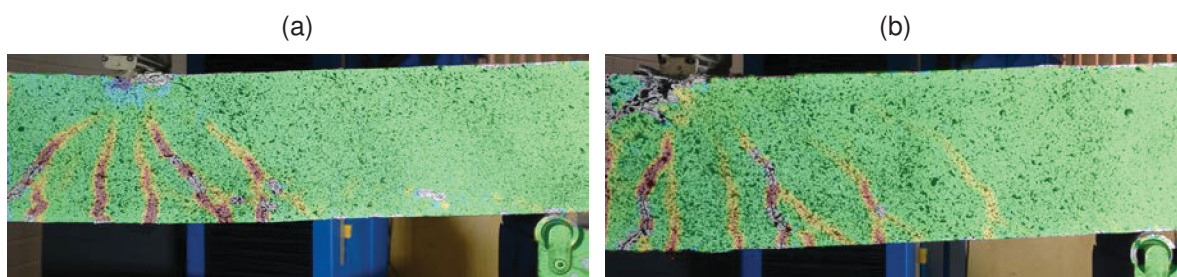
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 57 – RUPTURA DAS VIGAS B8SE: (a) B8SE\_1, (b) B8SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 58 – RUPTURA DAS VIGAS B10CE: (a) B10CE\_1, (b) B10CE\_2



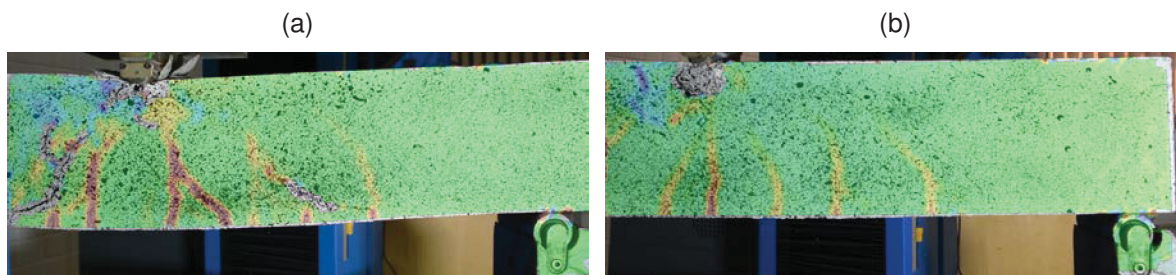
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 59 – RUPTURA DAS VIGAS B10SE: (a) B10SE\_1, (b) B10SE\_2



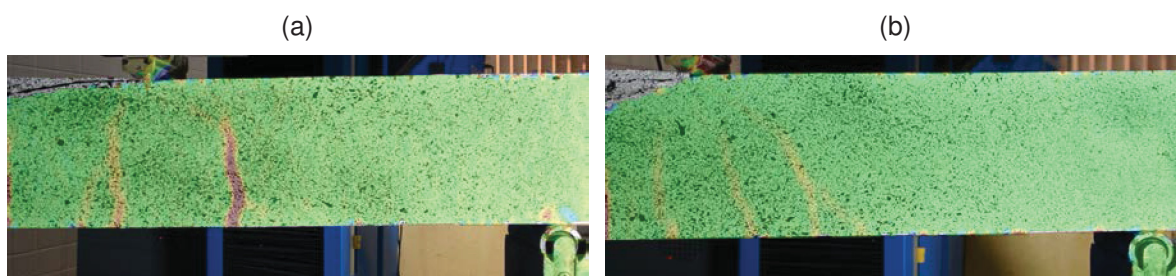
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 60 – RUPTURA DAS VIGAS B12CE: (a) B12CE\_1, (b) B12CE\_2



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 61 – RUPTURA DAS VIGAS B12SE: (a) B12SE\_1, (b) B12SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

#### 4.3 CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL

A análise das imagens foi feita utilizando-se o software GOM Correlate 2019 (GOM MBH, 2019). Através do software foi possível trabalhar com deslocamentos, deformações e a inserção de extensômetros virtuais. O comparativo da correlação de imagem digital com os dados oriundos da prensa é feito através da variável tempo. No software, a deflexão foi obtida através da medição dos deslocamentos no eixo vertical da viga. Para identificação da ocorrência de fissuras foi utilizada a deformação no eixo horizontal. Já a abertura das fissuras foi medida através dos deslocamentos no eixo horizontal.

A implementação da correlação de imagem digital é muito importante para determinar ao deslocamento real da viga. No ensaio, o arquivo resultante da prensa fornece o deslocamento do pistão e a respectiva força medida pela célula de carga. Contudo, tais valores são relativos ao deslocamento total do conjunto, e não necessariamente da viga, podendo, essa diferença, ocasionar incoerências em um comparativo com os modelos analíticos e numéricos.

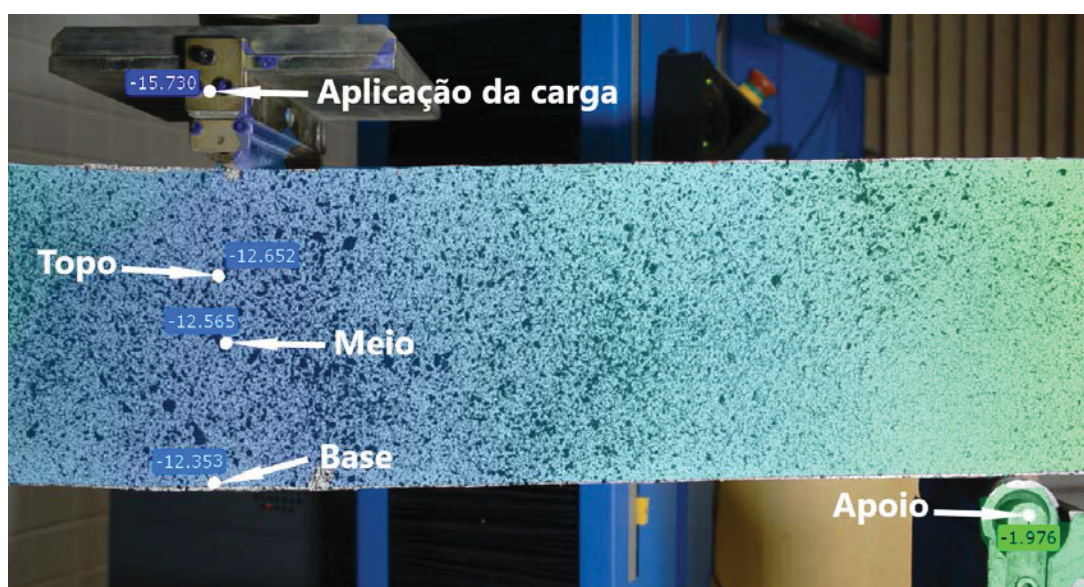
Quando a força é aplicada pela prensa, existe uma deformação nos componentes do conjunto hidráulico e no suporte da viga. Além disso, a aplicação da carga no concreto provoca danos pontuais, que embora de pequenas magnitudes, interferem no



resultado final. Através da correlação de imagem digital é possível remover as parcelas relativas ao movimento de corpo rígido, decorrente da deformação do apoio, bem como das deformações do conjunto hidráulico e dos danos no ponto de aplicação da carga.

Na Figura 62 é mostrada a correlação de imagem digital para a viga B12CE\_1. Nesse caso, foram inseridos rótulos para obtenção do deslocamento vertical no ponto de aplicação da carga, no topo, meio e base viga, bem como no apoio do suporte metálico. Nota-se que o deslocamento no ponto de aplicação da carga é diferente do deslocamento observado na viga, uma vez que há movimento de corpo rígido decorrente da deformação no apoio, danos localizados no concreto onde é aplicada a carga, além de deformações no aparato de aplicação da carga sobre a viga.

FIGURA 62 – CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL NA VIGA B12CE\_1



FONTE: O Autor (2021)

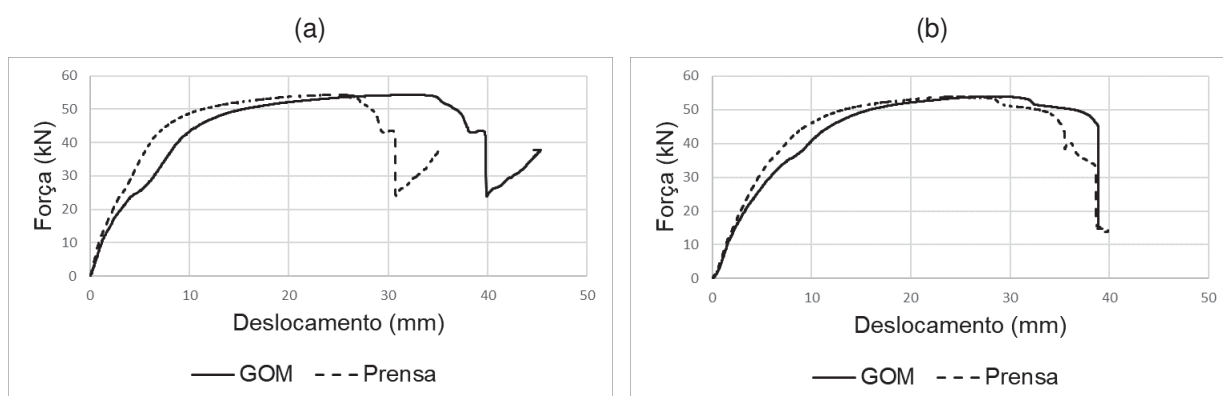
A correlação de imagem digital fornece a relação entre o tempo da filmagem e o deslocamento do ponto desejado. Já o resultado da prensa fornece os parâmetros carga, deslocamento e tempo. Uma vez que a filmagem iniciou exatamente no instante em que a prensa foi acionada, é possível correlacionar os resultados da correlação digital e da prensa através da variável tempo. Assim, obtém-se a relação carga-deslocamento para a correlação de imagem digital.

Para atestar a confiabilidade dos resultados obtidos através da correlação de imagem digital, os mesmos devem ser validados com os dados oriundos da prensa. Para isso, o deslocamento medido no aparato de aplicação da carga através da correlação de imagem digital deve ser o mais próximo possível, ao resultado da prensa. Todavia salienta-se que os gráficos nunca vão exatamente sobrepostos. Na correlação de imagem digital o deslocamento é medido no aparato de aplicação da carga, que é

diferente do ponto de medição da prensa, logo sempre existirão discrepâncias.

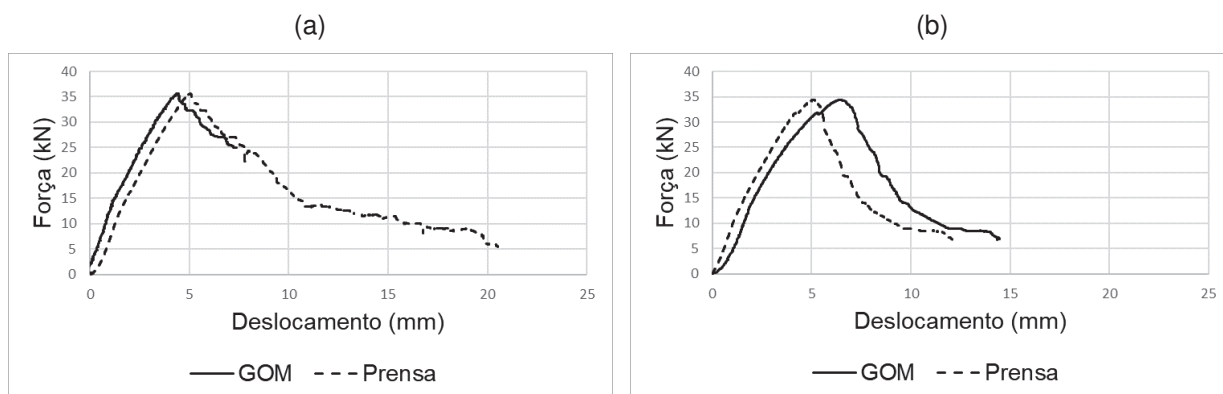
Todas as vinte vigas ensaiadas foram processadas utilizando-se a correlação de imagem digital. Os gráficos apresentados nas Figuras 63 a 72 mostram para cada uma das vigas, o deslocamento no aparato de aplicação da carga, obtido através do processamento no software (legenda GOM), comparados com os valores da prensa (legenda Prensa).

FIGURA 63 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A8CE: (a) A8CE\_1, (b) A8CE\_2



FONTE: O Autor (2021)

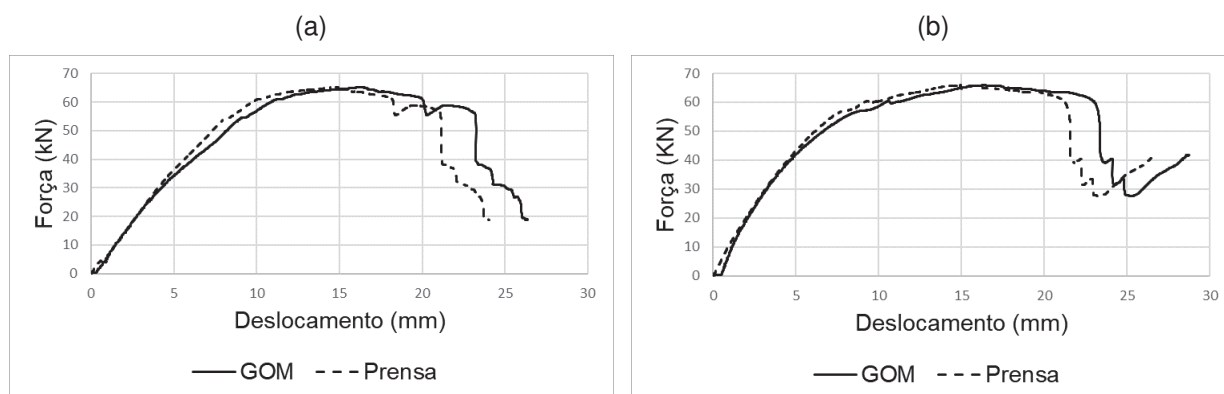
FIGURA 64 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A8SE: (a) A8SE\_1, (b) A8SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

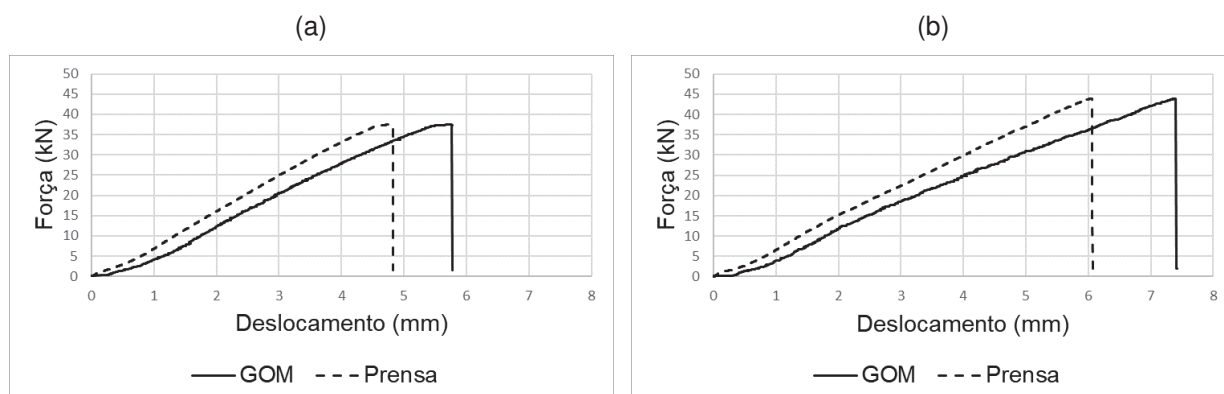


FIGURA 65 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A10CE: (a) A10CE\_1, (b) A10CE\_2



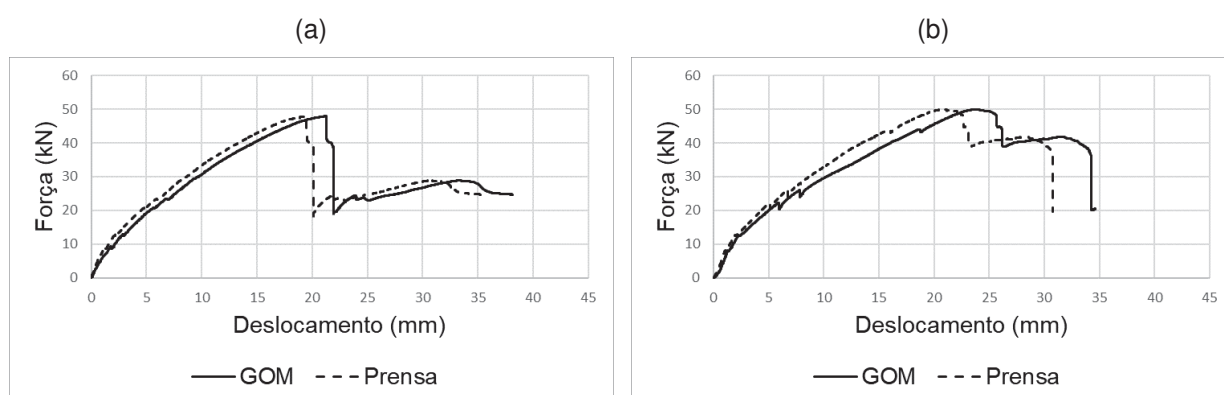
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 66 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS A10SE: (a) A10SE\_1, (b) A10SE\_2



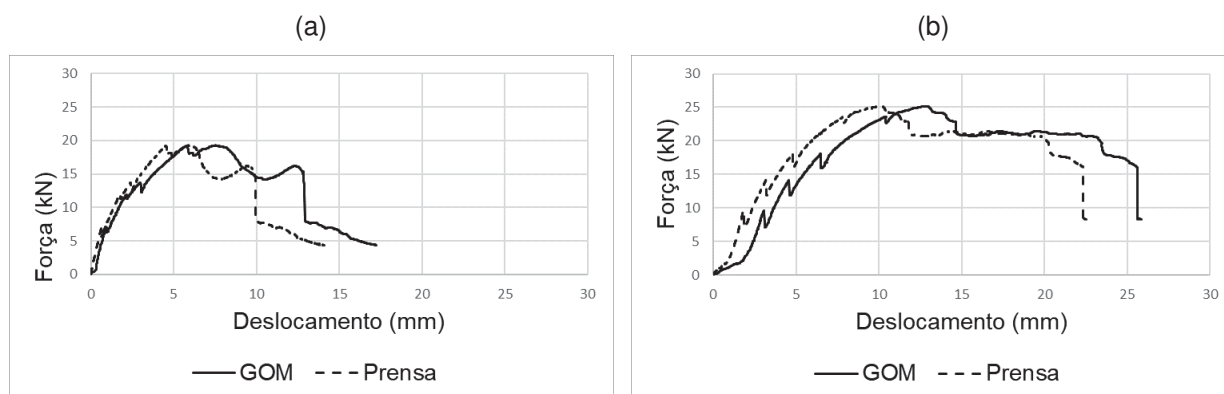
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 67 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B8CE: (a) B8CE\_1, (b) B8CE\_2



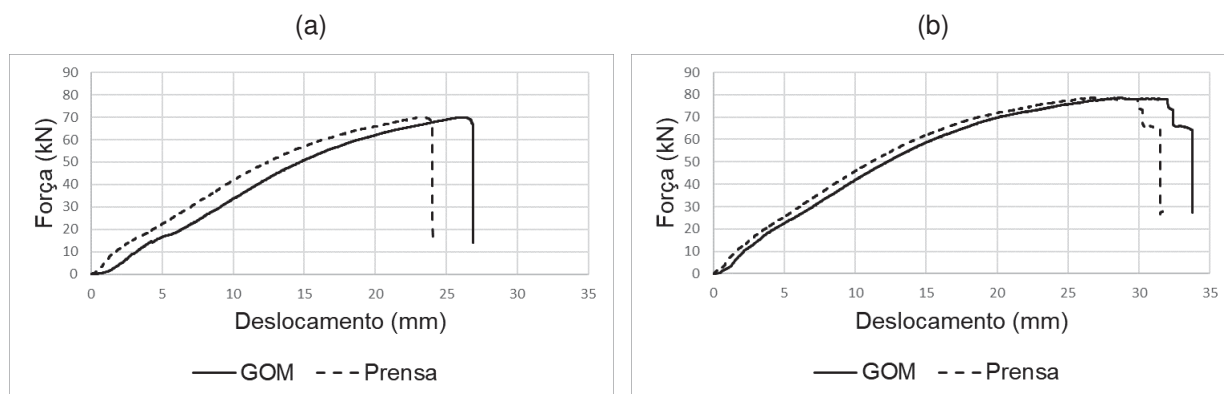
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 68 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B8SE: (a) B8SE\_1, (b) B8SE\_2



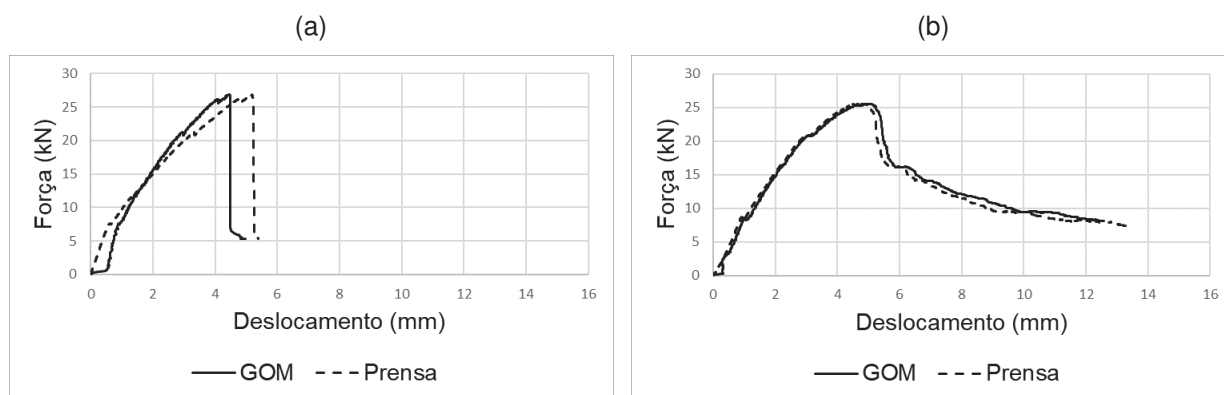
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 69 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B10CE: (a) B10CE\_1, (b) B10CE\_2



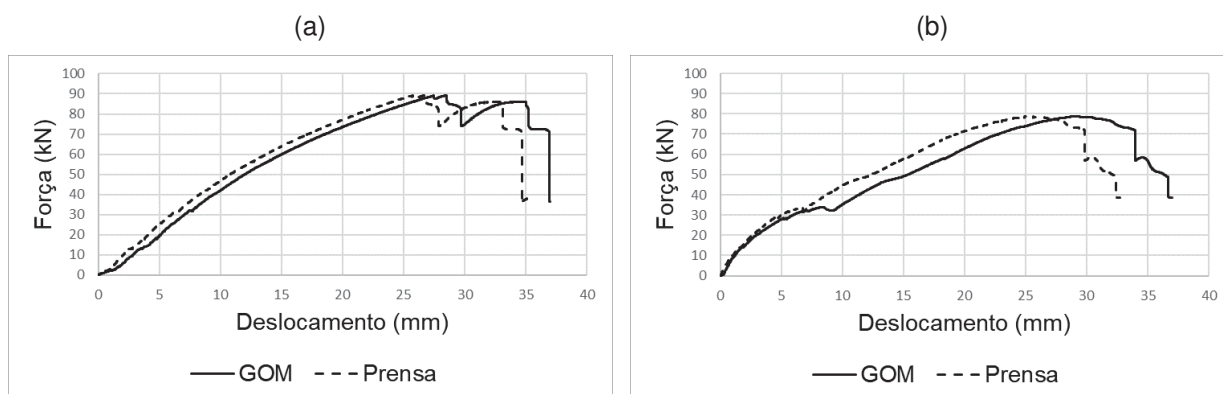
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 70 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B10SE: (a) B10SE\_1, (b) B10SE\_2



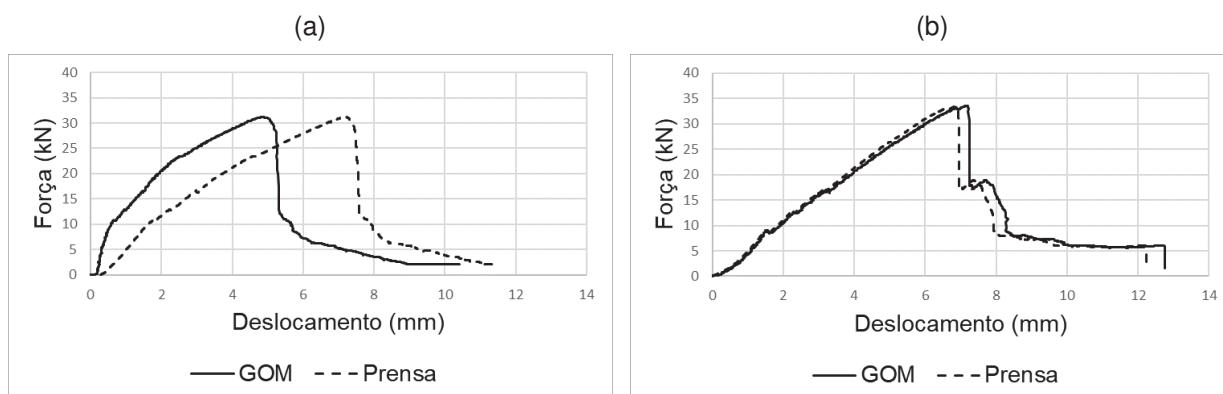
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 71 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B12CE: (a) B12CE\_1, (b) B12CE\_2



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 72 – DESLOCAMENTO DA PRENSA NAS VIGAS B12SE: (a) B12SE\_1, (b) B12SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

De uma maneira geral, os resultados obtidos através da correlação de imagem digital mostraram-se satisfatórios, com as curvas da relação força - deslocamento similares aos valores oriundos da prensa. Nota-se que na viga B12SE\_1 (Figura 72) há uma discrepância maior entre o gráfico obtido através do software e o arquivo da prensa. Nessa viga especificamente, o aparato de transmissão da carga para a viga estava levemente desnivelado em relação ao topo da viga, com apenas uma das extremidades em contato. Dessa forma, foi necessário um deslocamento maior da prensa para restabelecer o contato pleno entre a viga e o aparato, para só então a carga começar a ser transmitida com maior efetividade. Isso justifica um deslocamento maior no arquivo da prensa do que no resultado do software.

Após a verificação da confiabilidade dos valores medidos através da correlação de imagem digital, buscou-se a obtenção dos deslocamentos reais das vigas, desconsiderando as deformações do sistema hidráulico e do apoio. Para isso foram inseridos pontos de medição virtual no meio do vão, localizados no topo, no meio

e na base das vigas, conforme já mostrado na Figura 62. Como as vigas, no geral, sofrem alguns danos na região de aplicação da carga, e as vigas reforçadas com BFRP, especificamente, rompem por compressão do concreto, o ponto de medição no topo da viga foi posicionado em locais que possibilitassem o acompanhamento durante o maior tempo possível de ensaio. Entretanto, em determinados estágios, nem sempre é possível acompanhar o deslocamento do ponto na região superior, uma vez que, com delaminações e danos na superfície, o software não reconhece os pontos aleatórios previamente implantados. São mostrados os pontos no topo, meio e base da viga visando afirmar a confiabilidade da análise, uma vez que, como estão em um elemento contínuo, devem apresentar comportamentos similares ao menos no trecho anterior ao pico da carga.

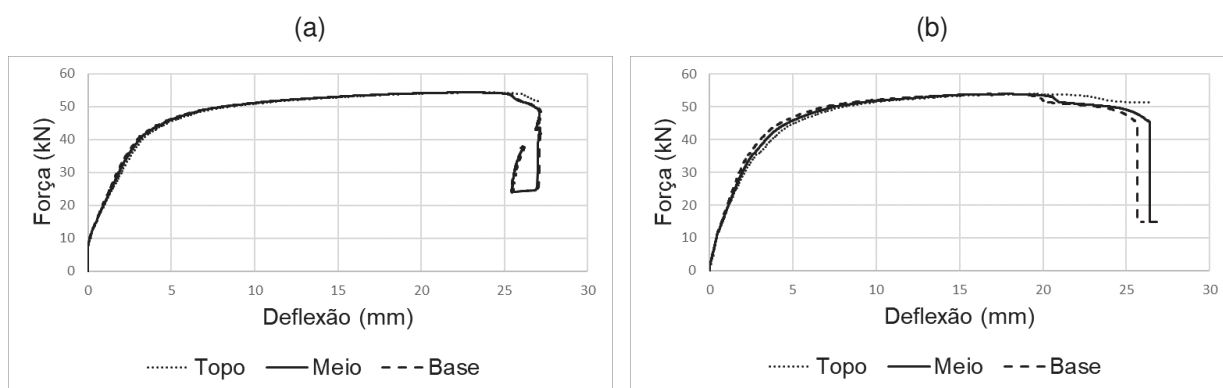
Nas Figuras 73 a 82 são mostrados, para todas as vigas, o deslocamento nos pontos inseridos na face, descontando-se a parcela relativa à movimentação do apoio. Ou seja, é apresentado o deslocamento real da viga, sem as interferências inerentes ao ensaio, dessa forma, a movimentação da superfície não é mais nomeada como deslocamento, mas como deflexão.

Para as vigas reforçadas com aço e com estribos (A8CE e A10CE), mostradas nas figuras 73 e 75 é interessante notar o trecho do gráfico em que o aço está no regime elástico linear, onde há incremento de carga, e o trecho onde é atingida a tensão de escoamento, com carga praticamente constante.

As vigas reforçadas com BFRP e com estribos (B8CE, B10CE e B12CE) mostradas nas Figuras 77, 79 e 81, por outro lado, apresentam um comportamento diferente, sem patamar de escoamento. A partir do momento de fissuração, com o incremento da carga, observa-se um aumento bastante acentuado da deflexão. A carga resistente aumenta até o instante de ruptura da viga, não havendo trecho com carga constante. Essa característica das vigas se deve ao comportamento elástico linear das barras de BFRP.

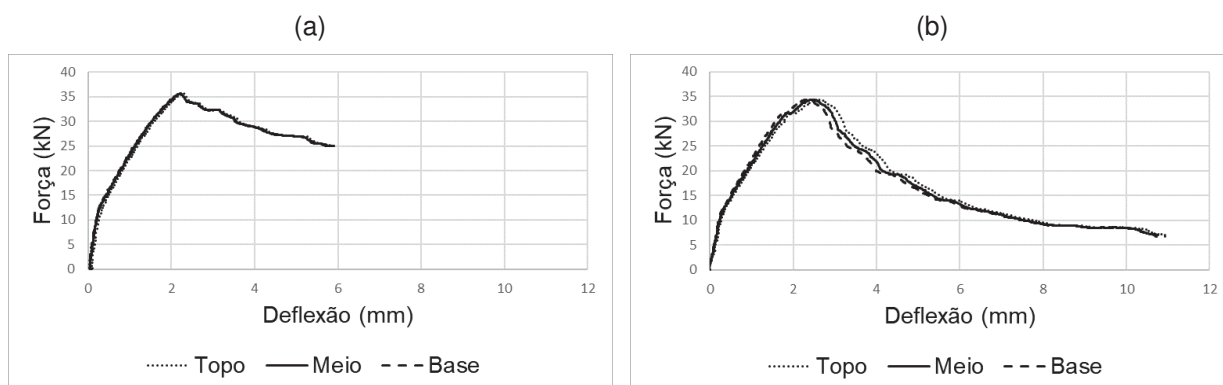
Nas vigas sem estribos, mostradas nas Figuras 74, 76, 78, 80 e 82, o comportamento é similar entre as vigas reforçadas com BFRP e com aço. Nas figuras é possível verificar um aumento das deflexões a partir do momento de fissuração, todavia como esses elementos rompem por cisalhamento, as cargas máximas e respectivas deflexões são muito menores que nas vigas com estribos.

FIGURA 73 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A8CE: (a) A8CE\_1, (b) A8CE\_2



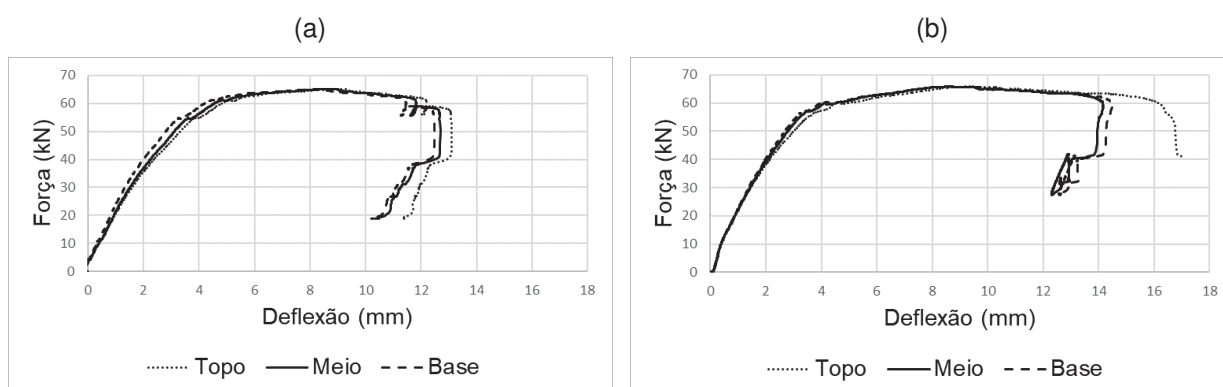
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 74 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A8SE: (a) A8SE\_1, (b) A8SE\_2



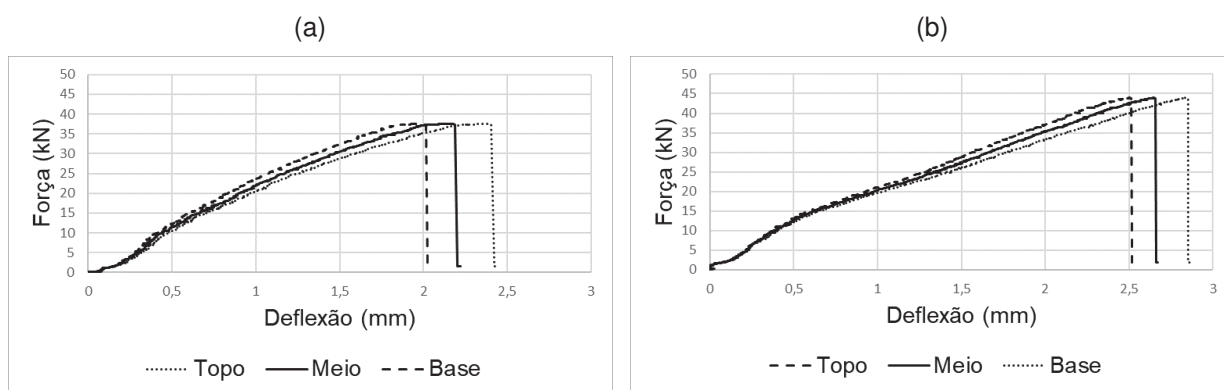
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 75 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A10CE: (a) A10CE\_1, (b) A10CE\_2



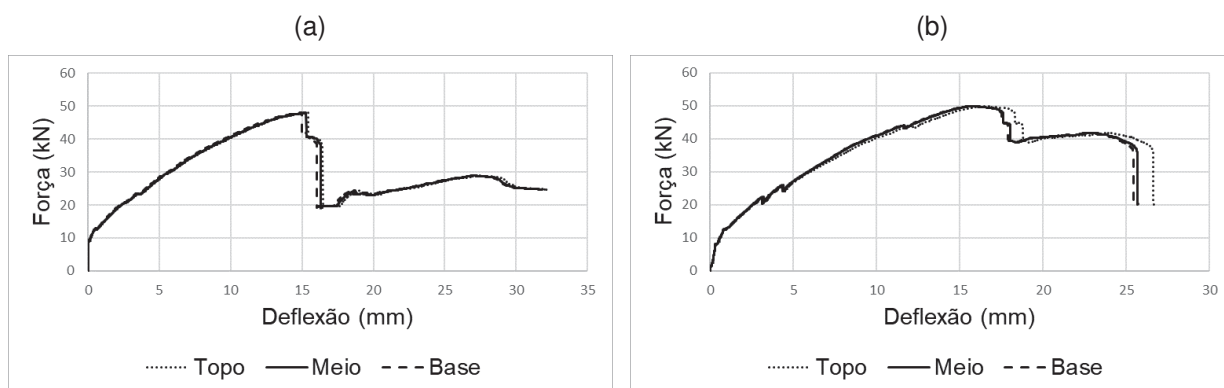
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 76 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS A10SE: (a) A10SE\_1, (b) A10SE\_2



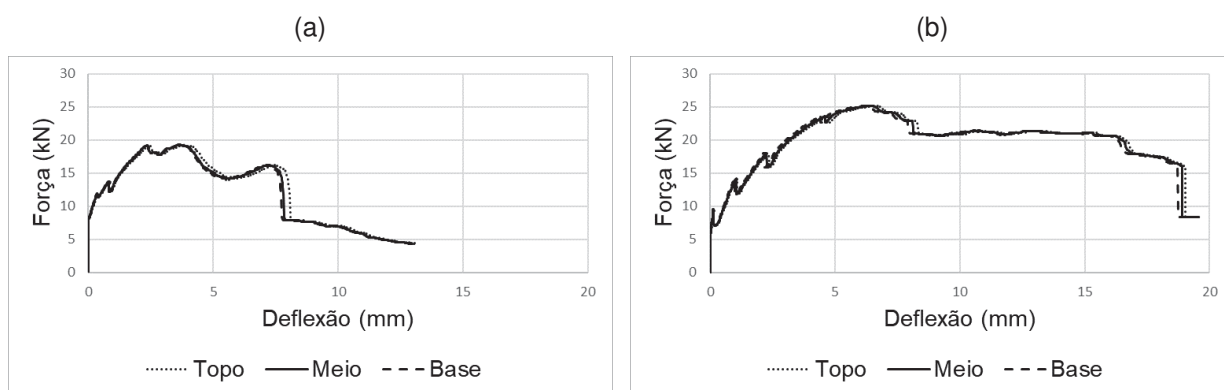
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 77 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B8CE: (a) B8CE\_1, (b) B8CE\_2



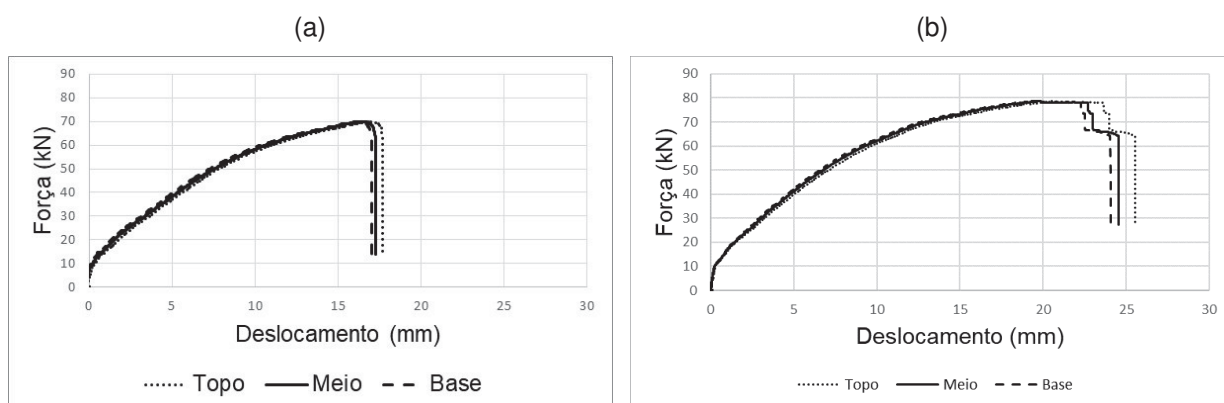
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 78 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B8SE: (a) B8SE\_1, (b) B8SE\_2



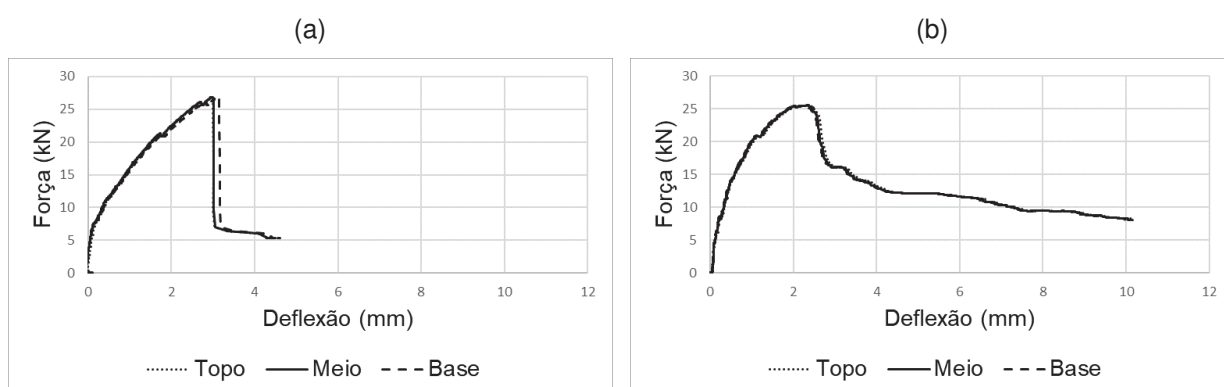
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 79 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B10CE: (a) B10CE\_1, (b) B10CE\_2



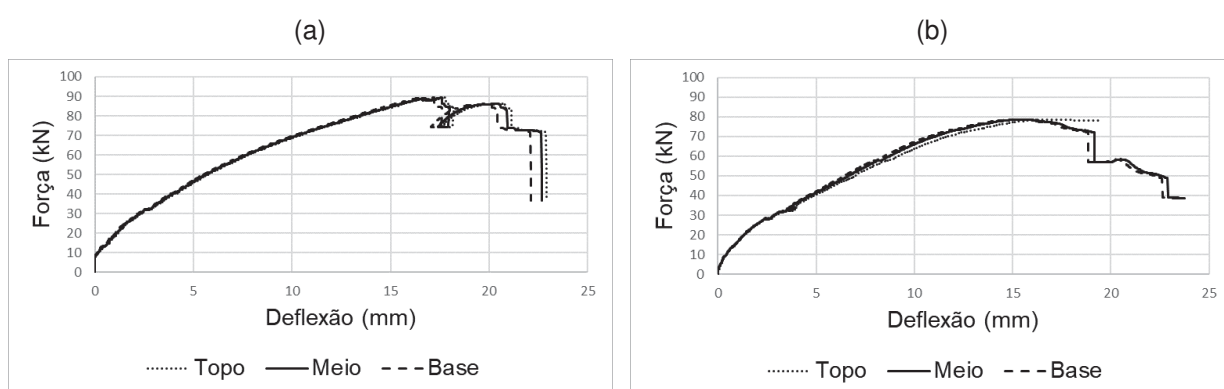
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 80 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B10SE: (a) B10SE\_1, (b) B10SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

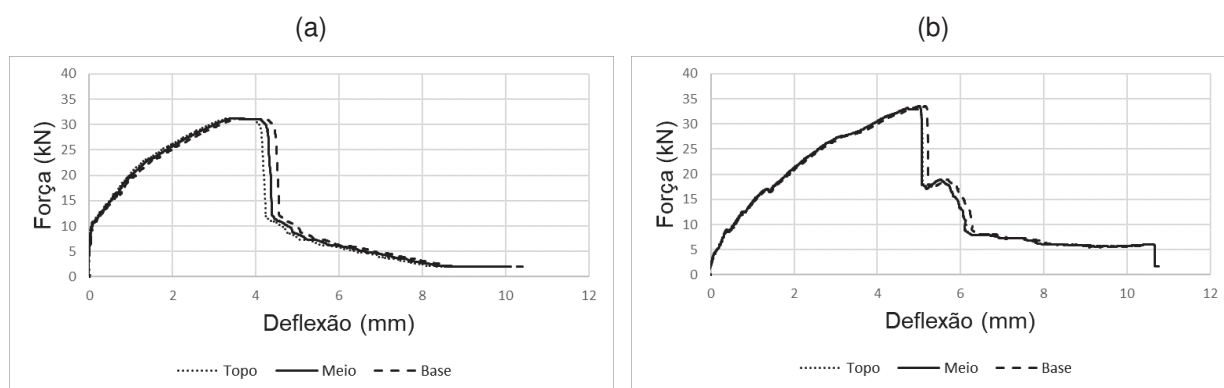
FIGURA 81 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B12CE: (a) B12CE\_1, (b) B12CE\_2



FONTE: O Autor (2021)



FIGURA 82 – DEFLEXÃO NA FACE DAS VIGAS B12SE: (a) B12SE\_1, (b) B12SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

Para a realização da comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos e numéricos, serão sempre utilizados os gráficos corrigidos. Ou seja, será descontada do deslocamento da face a parcela relativa à movimentação do apoio. Por convenção, como deslocamento da face é considerado o ponto no meio da viga. Por fim, a Tabela 15 apresenta a deflexão (no ponto da máxima carga) das vigas a partir dos deslocamentos da Tabela 14 corrigidos, desconsiderando deformações nos apoios, conjunto hidráulico, etc.

TABELA 15 – Deflexão corrigida das vigas no instante de máxima carga

<b>Viga</b>	<b><math>P_u</math> (kN)</b>	<b>Deflexão (mm)</b>
A8CE_1	54,31	22,83
A8CE_2	53,90	17,83
A8SE_1	35,63	2,20
A8SE_2	34,35	2,45
A10CE_1	65,07	8,76
A10CE_2	65,85	8,33
A10SE_1	37,50	2,14
A10SE_2	43,90	2,64
B8CE_1	47,98	15,24
B8CE_2	49,90	15,82
B8SE_1	19,28	3,66
B8SE_2	25,16	6,44
B10CE_1	69,84	16,47
B10CE_2	78,63	19,77
B10SE_1	26,82	2,98
B10SE_2	25,54	2,34
B12CE_1	89,33	17,60
B12CE_2	78,65	15,18
B12SE_1	31,22	3,44
B12SE_2	33,50	4,98

FONTE: O Autor (2021)

## 5 COMPARATIVO COM MODELOS ANALÍTICOS

Os comparativos com modelos analíticos serão feitos em termos de resistência à flexão, momento de fissuração, deflexão, resistência ao cisalhamento e abertura de fissuras. Para as vigas reforçadas com BFRP as referências são as normativas ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007), e para as vigas reforçadas com aço o ACI 318-19 (2019).

### 5.1 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

#### 5.1.1 Momento fletor último

A Tabela 16 apresenta os valores do momento fletor máximo experimental ( $M_{exp}$ ) face ao momento fletor previsto ( $M_{pre}$ ) para as vigas reforçadas com aço, de acordo com o ACI 318-19 (2019). Para as vigas reforçadas com BFRP, os comparativos são feitos nas Tabelas 17 e 18 de acordo com os valores previstos, respectivamente no ACI 440.1R-15 (2015) e na normativa ISIS (2007). Os valores teóricos de resistência à flexão são calculados considerando-se para a resistência do concreto os valores superior ( $M_{pre-sup}$ ), médio ( $M_{pre-med}$ ) e inferior ( $M_{pre-inf}$ ).

Nas vigas sem estribos, o mecanismo de ruptura é o cisalhamento, e não o momento fletor. Os resultados referentes a essas vigas são apresentados a título de informação, contudo serão melhor discutidos no item dedicado à resistência ao cisalhamento. Nas tabelas comparativas, a resistência à flexão das vigas sem estribos representa o momento fletor decorrente da aplicação de uma carga que produzirá o esforço cortante de ruptura de acordo com cada normativa de referência.

Nas Figuras 83 a 85 é apresentada de forma gráfica a relação entre o momento experimental e o previsto, considerando a resistência média, superior e inferior do concreto.

TABELA 16 – Comparativo entre resistência à flexão experimental com a previsão do ACI 318-19 (2019) para as vigas reforçadas com aço

Viga	$M_{exp}$ (kN.m)	$M_{pre-sup}$ (kN.m)	$M_{pre-med}$ (kN.m)	$M_{pre-inf}$ (kN.m)	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-sup}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-med}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-inf}}$
A8CE_1	13,31	8,60	8,55	8,49	1,55	1,56	1,57
A8CE_2	13,21	8,60	8,55	8,49	1,54	1,54	1,56
A8SE_1	8,73	8,22	7,72	7,18	1,06	1,13	1,22
A8SE_2	8,42	8,22	7,72	7,18	1,02	1,09	1,17
A10CE_1	15,94	13,04	12,93	12,80	1,22	1,23	1,25
A10CE_2	16,13	13,04	12,93	12,80	1,24	1,25	1,26
A10SE_1	9,19	8,18	7,67	7,15	1,12	1,20	1,28
A10SE_2	10,76	8,18	7,67	7,15	1,31	1,40	1,50

FONTE: O Autor (2021)

TABELA 17 – Comparativo entre resistência à flexão experimental com a previsão do ACI 440.1R-15 (2015) para as vigas reforçadas com BFRP

Viga	$M_{exp}$ (kN.m)	$M_{pre-sup}$ (kN.m)	$M_{pre-med}$ (kN.m)	$M_{pre-inf}$ (kN.m)	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-sup}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-med}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-inf}}$
B8CE_1	11,76	11,71	10,98	10,08	1,00	1,07	1,17
B8CE_2	12,23	11,71	10,98	10,08	1,04	1,11	1,21
B8SE_1	4,72	2,70	2,61	2,51	1,75	1,81	1,88
B8SE_2	6,16	2,70	2,61	2,51	2,28	2,36	2,46
B10CE_1	17,11	13,93	13,02	11,79	1,23	1,31	1,45
B10CE_2	19,26	13,93	13,02	11,79	1,38	1,48	1,63
B10SE_1	6,57	3,31	3,10	3,07	1,99	2,12	2,14
B10SE_2	6,26	3,31	3,10	3,07	1,89	2,02	2,04
B12CE_1	21,89	15,74	14,68	13,39	1,39	1,49	1,63
B12CE_2	19,27	15,74	14,68	13,39	1,22	1,31	1,44
B12SE_1	7,65	3,85	3,72	3,57	1,99	2,06	2,14
B12SE_2	8,21	3,85	3,72	3,57	2,13	2,21	2,30

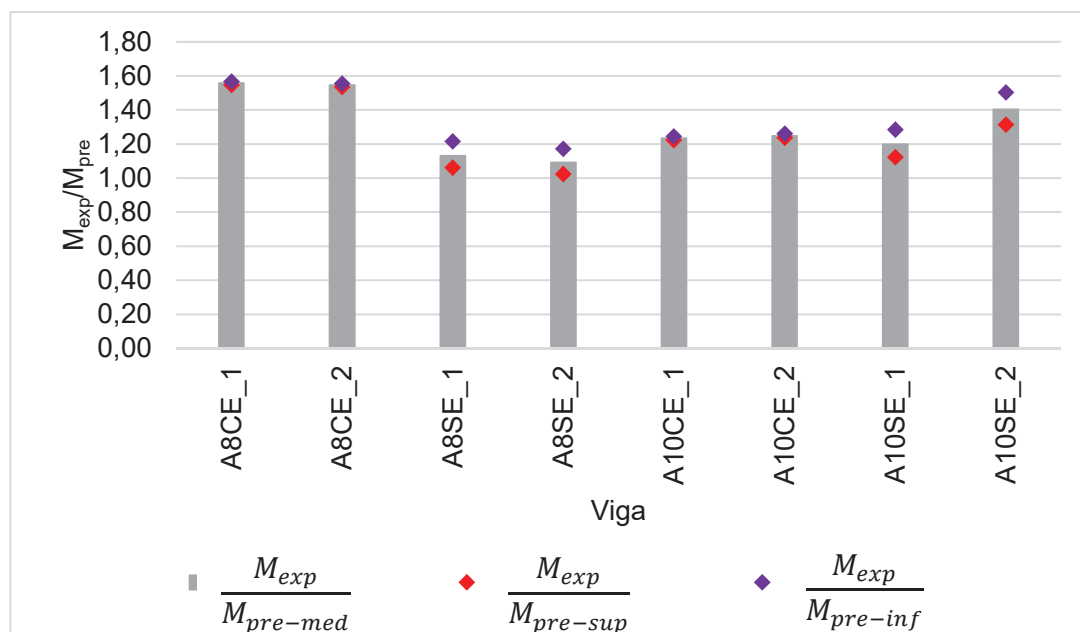
FONTE: O Autor (2021)

TABELA 18 – Comparativo entre resistência à flexão experimental com a previsão do ISIS (2007) para as vigas reforçadas com BFRP

Viga	$M_{exp}$ (kN.m)	$M_{pre-sup}$ (kN.m)	$M_{pre-med}$ (kN.m)	$M_{pre-inf}$ (kN.m)	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-sup}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-med}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{pre-inf}}$
B8CE_1	11,76	12,52	11,72	10,84	0,94	1,00	1,08
B8CE_2	12,23	12,52	11,72	10,84	0,98	1,04	1,13
B8SE_1	4,72	4,94	4,64	4,32	0,96	1,02	1,09
B8SE_2	6,16	4,94	4,64	4,32	1,25	1,33	1,43
B10CE_1	17,11	14,79	13,80	12,72	1,16	1,24	1,35
B10CE_2	19,26	14,79	13,80	12,72	1,30	1,40	1,51
B10SE_1	6,57	4,92	4,62	4,30	1,34	1,42	1,53
B10SE_2	6,26	4,92	4,62	4,30	1,27	1,35	1,46
B12CE_1	21,89	16,78	15,61	14,34	1,30	1,40	1,53
B12CE_2	19,27	16,78	15,61	14,34	1,15	1,23	1,34
B12SE_1	7,65	4,89	4,59	4,27	1,56	1,67	1,79
B12SE_2	8,21	4,89	4,59	4,27	1,68	1,79	1,92

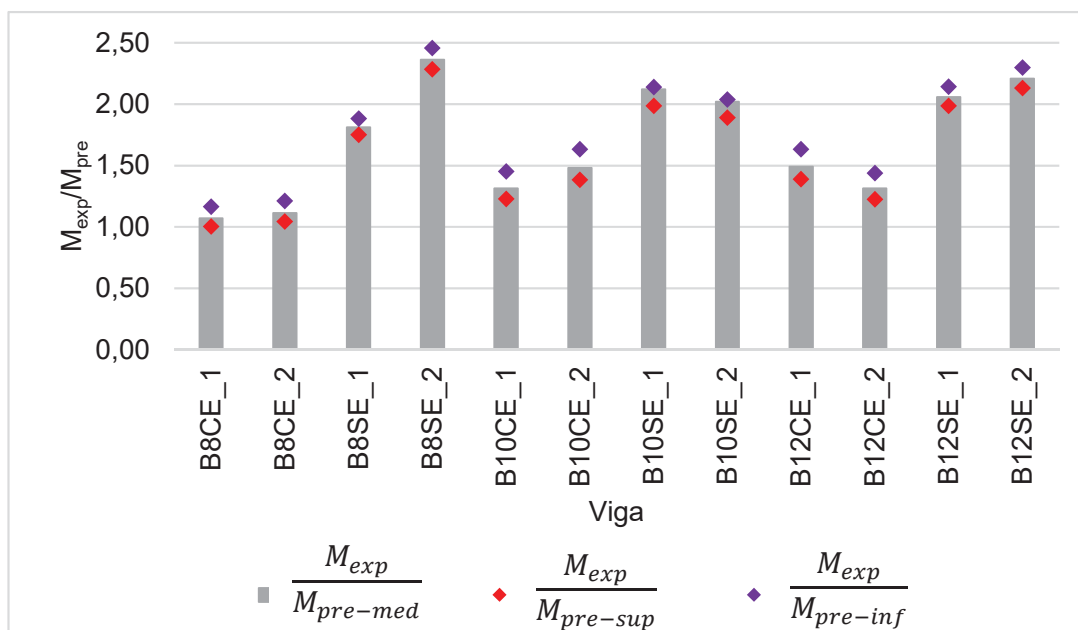
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 83 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E A PREVISÃO SEGUNDO O ACI 318-19 (2019) PARA VIGAS REFORÇADAS COM AÇO



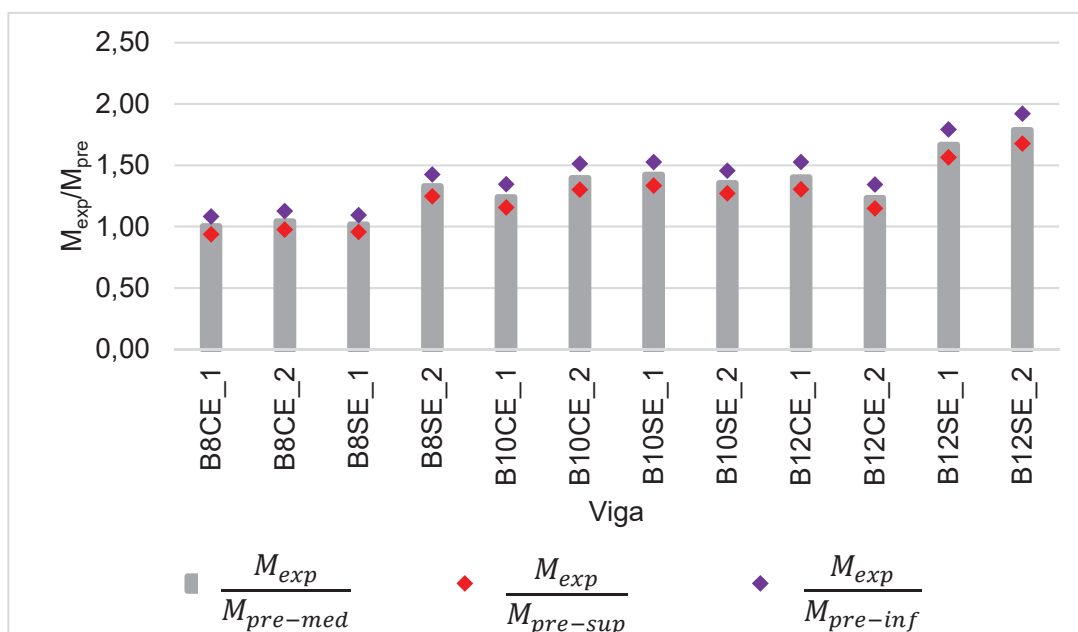
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 84 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E A PREVISÃO SEGUNDO O ACI 440.1R-15 (2015) PARA VIGAS REFORÇADAS COM BFRP



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 85 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR EXPERIMENTAL E A PREVISÃO SEGUNDO A ISIS (2007) PARA VIGAS REFORÇADAS COM BFRP



FONTE: O Autor (2021)

Através das tabelas e das figuras apresentadas, é possível constatar que, para as vigas reforçadas com aço e sem estribos, o ACI 318-19 (2019) prevê valores adequados para vigas com barras de 8mm, porém para as vigas com barras de 10mm os valores experimentais são ligeiramente maiores que o previsto. Já para as vigas

com estribos, os valores previstos são muito menores que o experimental, na ordem de 50% para as vigas com barras de 8 mm e 25% para àquelas com barras de 10 mm.

Considerando as vigas reforçadas com BFRP, a tendência de comportamento é similar, tanto de acordo com o ACI 440.1R-15 (2015) quanto com a ISIS (2007). Nas vigas com taxa de reforço menor (barras de 8mm), com e sem estribos, as normativas são mais assertivas. Contudo, à medida que aumenta-se a taxa de reforço, as normativas apresentam uma tendência a apresentar valores bastante conservadores para a capacidade última.

Para as vigas com estribos, nota-se que as previsões da ISIS (2007) são mais próximas dos valores experimentais que o ACI 440.1R-15 (2015). A grande diferença entre as duas normativas é o encurtamento máximo do concreto, de 0,003 no ACI 440.1R-15 (2015) e de 0,0035 na ISIS (2007). Os resultados dos ensaios mostram que o valor de 0,0035 parece ser mais apropriado.

#### 5.1.2 Momento fletor de fissuração

O momento de fissuração é definido como o momento fletor necessário para formação da primeira fissura. A obtenção experimental desse valor foi feita através da correlação de imagem digital, onde identificou-se o instante da primeira fissura, e também através das curvas força - deflexão. Na Tabela 19 são apresentados os valores experimentais para a carga de fissuração ( $P_{cr}$ ), respectivo momento de fissuração ( $M_{cr-exp}$ ), o momento fletor máximo ( $M_{exp}$ ) e a relação entre o momento fletor de fissuração e o máximo.

O momento de fissuração teórico depende da resistência à tração do concreto e da geometria das vigas, não sendo considerada a influência do reforço. A diferença entre as normativas analisadas está na fórmula da resistência à tração do concreto, obtida através de correlação com a resistência à compressão. Como não é considerada a influência do reforço, as vigas em aço são apresentadas juntamente com as vigas em BFRP. Além disso, salienta-se que a obtenção da resistência à tração no ACI 440.1R-15 (2015), para vigas reforçadas com FRP é idêntica ao ACI 318-19 (2019), para vigas reforçadas com aço.

TABELA 19 – Comparativo entre o momento de fissuração e momento máximo experimental

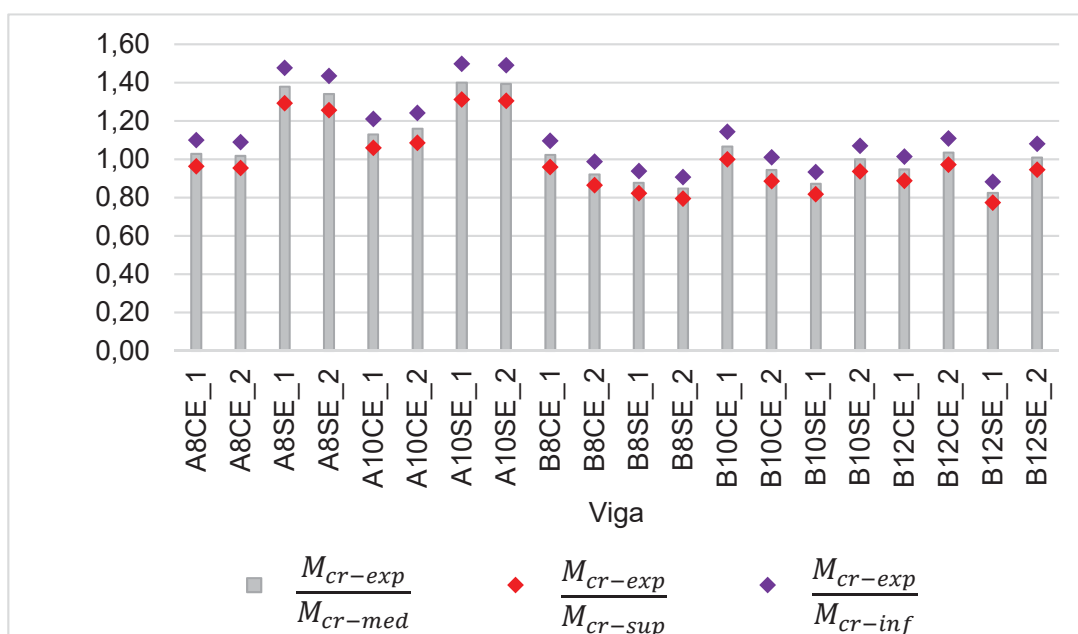
<b>Viga</b>	<b><math>P_{cr}</math> (kN)</b>	<b><math>M_{cr-exp}</math> (kN.m)</b>	<b><math>M_{exp}</math> (kN.m)</b>	<b><math>M_{cr}/M_{exp}</math> (%)</b>
A8CE_1	8,85	2,17	13,31	16,3%
A8CE_2	8,76	2,15	13,21	16,3%
A8SE_1	11,87	2,91	8,73	33,3%
A8SE_2	11,54	2,83	8,42	33,6%
A10CE_1	9,73	2,38	15,94	15,0%
A10CE_2	9,98	2,45	16,13	15,2%
A10SE_1	12,05	2,95	9,19	32,1%
A10SE_2	11,99	2,94	10,76	27,3%
B8CE_1	8,81	2,16	11,76	18,4%
B8CE_2	7,94	1,95	12,23	15,9%
B8SE_1	7,55	1,85	4,72	39,2%
B8SE_2	7,30	1,79	6,16	29,0%
B10CE_1	9,19	2,25	17,11	13,2%
B10CE_2	8,13	1,99	19,26	10,3%
B10SE_1	7,51	1,84	6,57	28,0%
B10SE_2	8,61	2,11	6,26	33,7%
B12CE_1	8,16	2,00	21,89	9,1%
B12CE_2	8,92	2,19	19,27	11,3%
B12SE_1	7,10	1,74	7,65	22,7%
B12SE_2	8,69	2,13	8,21	25,9%

FONTE: O Autor (2021)

As Figuras 86 e 87 mostram a relação entre o momento de fissuração experimental ( $M_{cr-exp}$ ) e o momento de fissuração teórico previsto, respectivamente acordo com o ACI 440.1R-15 (2015) e a ISIS (2007). Nas figuras é apresentada uma faixa de valores para o momento de fissuração, considerando no cálculo a resistência média à compressão do concreto ( $M_{cr-med}$ ), resistência superior ( $M_{cr-sup}$ ) e inferior ( $M_{cr-inf}$ ). Seguindo-se as disposições do ACI 440.1R-15 (2015) os momentos de fissuração superior, médio e inferior são, respectivamente, de 2,25; 2,11 e 1,97 kN; já para a normativa ISIS (2007) os valores são de 2,18; 2,05 e 1,91 kN.m.

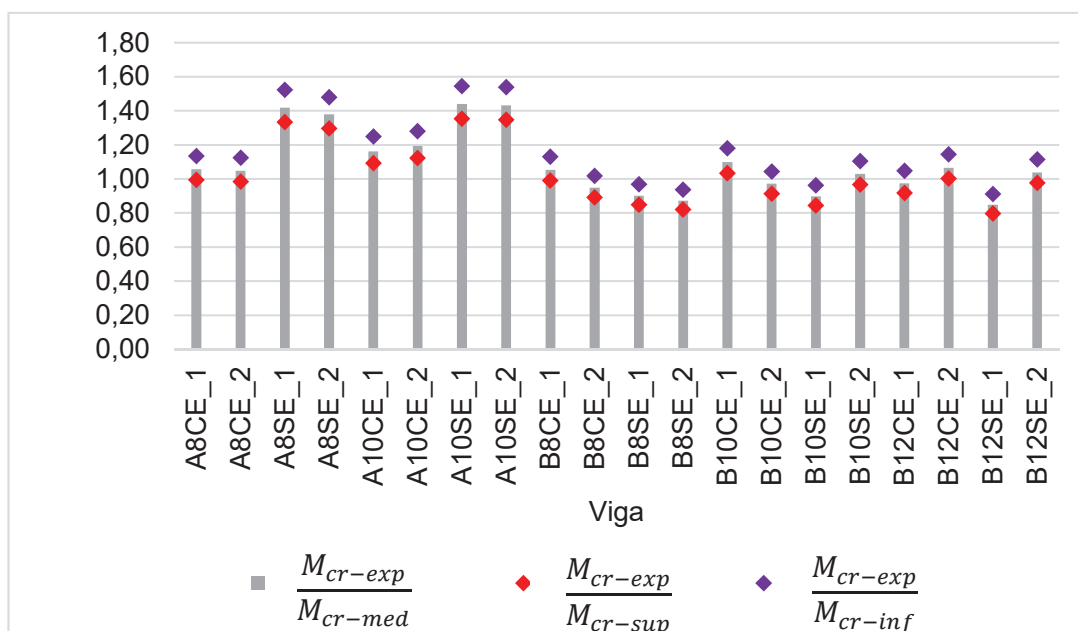


FIGURA 86 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO DE FISSURAÇÃO EXPERIMENTAL COM O TEÓRICO DE ACORDO COM O ACI 440.1R-15 (2015)



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 87 – RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO DE FISSURAÇÃO EXPERIMENTAL COM O TEÓRICO DE ACORDO COM O ISIS (2007)



FONTE: O Autor (2021)

Conforme a Tabela 19, os momentos de fissuração experimentais nas vigas variam entre 1,74 e 2,95 kN.m. Nota-se que os valores obtidos para as vigas reforçadas

com aço são, estatisticamente ( $\bar{X}=2,60$  kN.m e  $s=0,35$  kN.m) maiores que para as vigas reforçadas com BFRP ( $\bar{X}=2,00$  kN.m e  $s=0,17$  kN.m). Isso se deve à contribuição adicional da barra de aço em virtude do seu elevado módulo de elasticidade, cerca de quatro vezes maior que o do BFRP. A relação entre o momento de fissuração e o momento máximo é ligeiramente superior nas vigas com aço (média de 23,6%) que nos elementos com BFRP (média de 21,4%).

Nas vigas com BFRP observou-se que as vigas com estribos apresentam, em média, um momento de fissuração maior ( $\bar{X}=2,09$  kN.m e  $s=0,13$  kN.m) que as vigas sem estribos ( $\bar{X}=1,91$  kN.m e  $s=0,17$  kN.m).

As normativas consideradas no estudo preveem que o momento de fissuração ocorre no instante em que a tensão na fibra mais tracionada da viga atinge a resistência à tração do concreto. Nas vigas com BFRP, sobretudo aquelas sem estribos, as normativas apresentaram uma tendência a superestimar o momento de fissuração. Assim, para efeitos práticos, com base nos ensaios realizados, pode-se dizer que para vigas reforçadas exclusivamente com BFRP, as fórmulas para o momento de fissuração previstas no ACI 440.1R-15 (2015) e na ISIS (2007) apresentam resultados satisfatórios, desde que os estribos possuam bitola e espaçamento adequados.

## 5.2 DEFLEXÃO

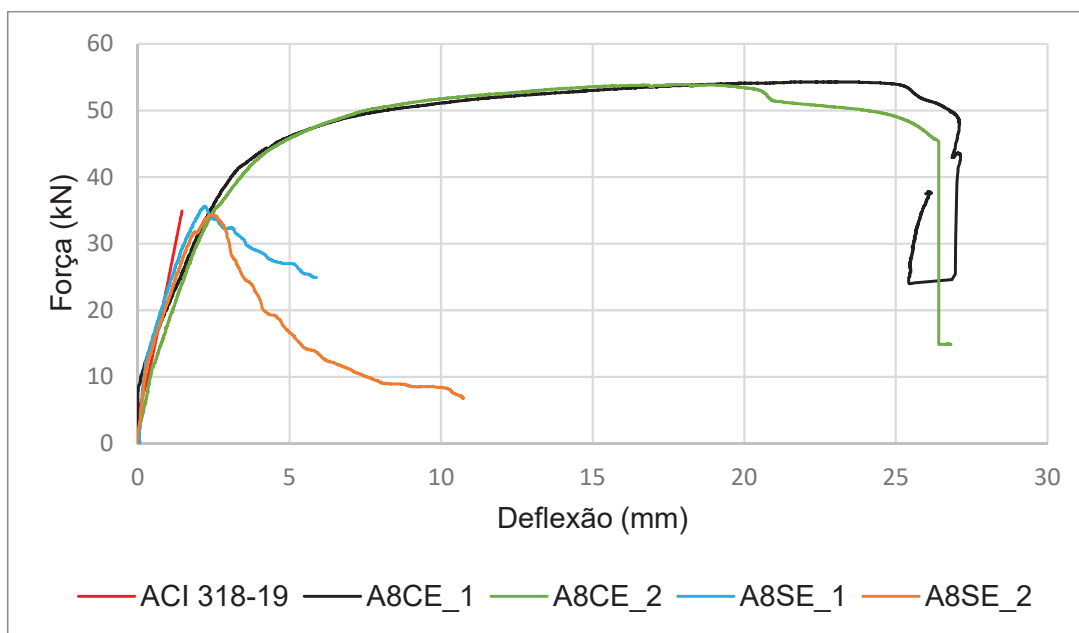
### 5.2.1 Deflexão teórica

Para as vigas reforçadas com aço, os resultados experimentais são comparados com os valores teóricos segundo o ACI 318-19 (2019) nas Figuras 88 e 89.

Já para as vigas reforçadas com BFRP, o comparativo é feito de acordo com o preconizado nas normativas ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007). As Figuras 90 a 92 mostram a relação força - deflexão experimental juntamente com os valores teóricos.

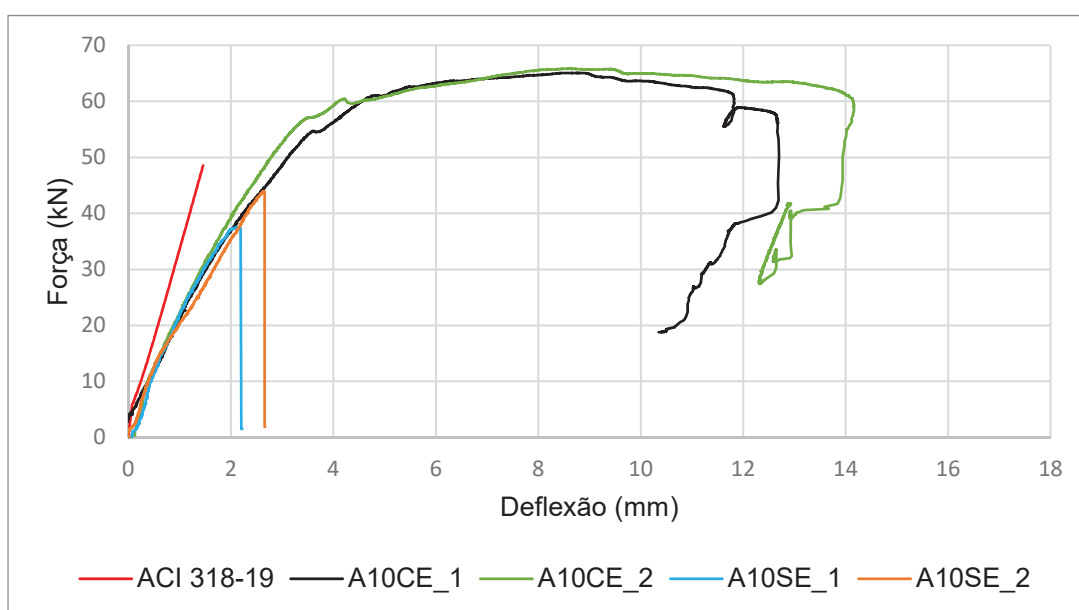
O cálculo da deflexão teórica apresentado no presente item é feito utilizando-se a resistência à compressão média do concreto, uma vez que a diferença é ínfima quando se utiliza as resistências superior, inferior ou média, fazendo com que as curvas fiquem praticamente sobrepostas. Ademais, as curvas teóricas mostradas nas figuras são calculadas até a carga máxima de projeto. Assim, nas vigas onde as normativas subdimensionam a capacidade, a curva da deflexão teórica não atinge a carga máxima experimental.

FIGURA 88 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM AÇO 8MM



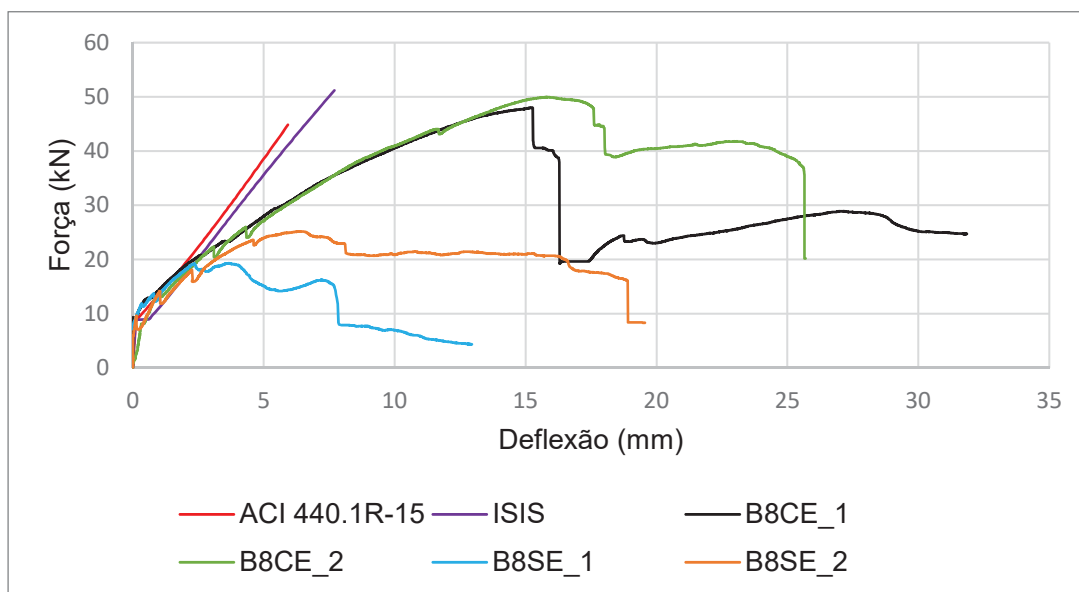
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 89 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM AÇO 10MM



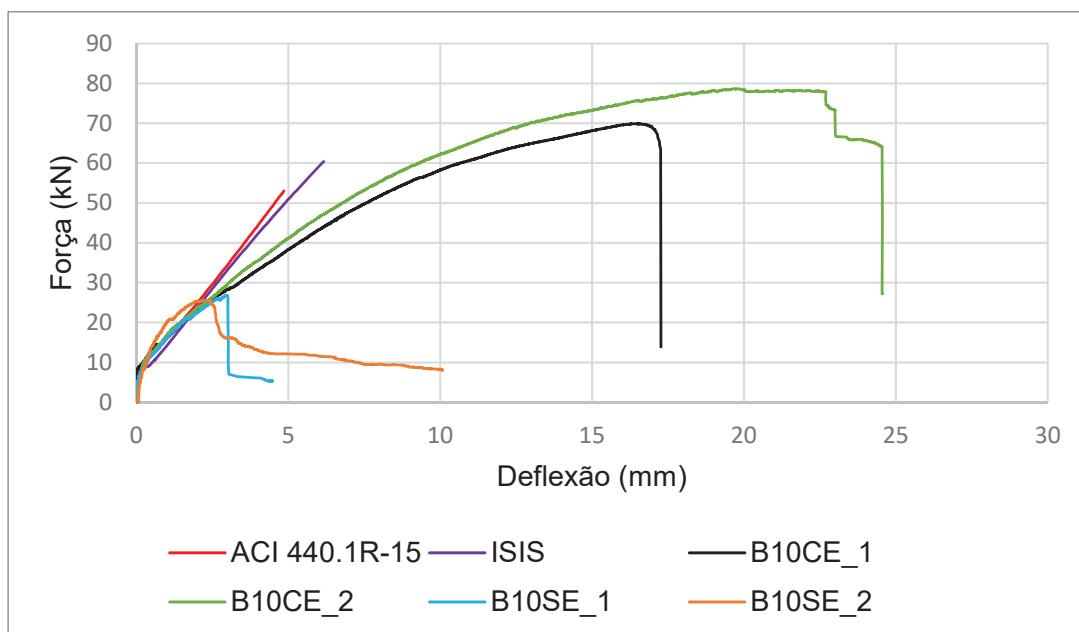
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 90 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM BFRP 8MM



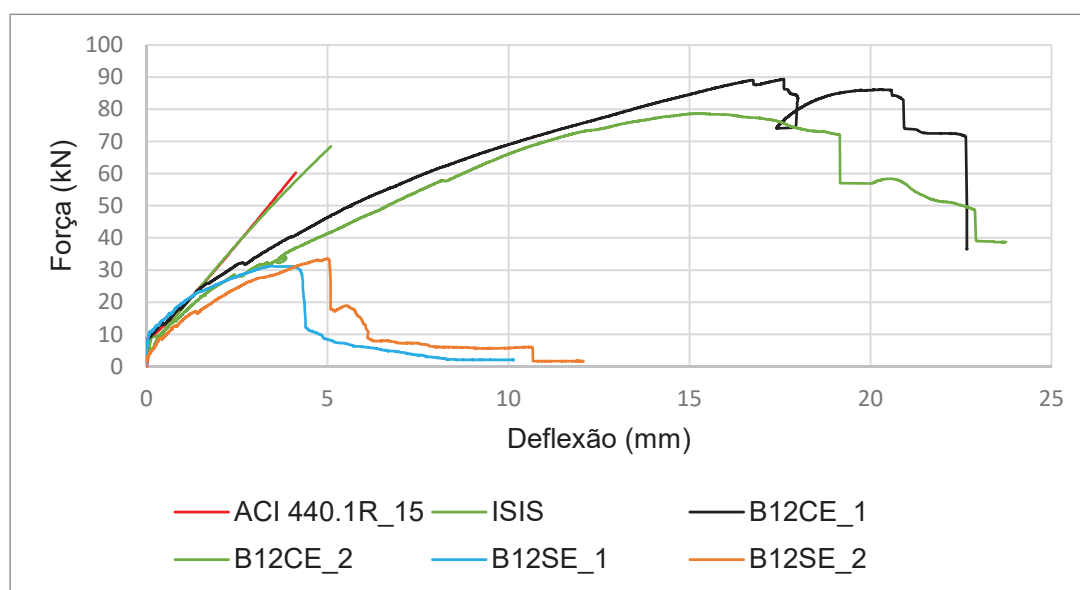
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 91 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM BFRP 10MM



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 92 – COMPARATIVO DA DEFLEXÃO NAS VIGAS REFORÇADAS COM BFRP 12MM



FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas em aço, é possível verificar que a tendência na relação força - deflexão previsto pelo ACI 318-19 (2019) para as vigas reforçadas com barras de 8mm é adequada. Já para as vigas com barras de 10mm, a normativa subestima as deflexões. Nota-se também que as deflexões últimas teóricas são menores que a experimental, uma vez que o momento resistente último, como já apresentado em item anterior, é subestimado.

Para as vigas reforçadas com BFRP observa-se uma tendência semelhante, uma vez que as deflexões máximas previstas nas normativas ACI 440.1R-15 (2015) e a ISIS (2007) são muito menores que o verificado experimentalmente. Para as vigas reforçadas com barras de 8 mm e 10 mm, a deflexão teórica segue coerente com os experimentos até o ponto relativo à carga máxima das vigas sem estribos, e, a partir daí, a deflexão verificada experimentalmente é muito maior que o valor teórico. Nas vigas reforçadas com barras de 12 mm, tanto para os exemplares com e sem estribos, as deflexões máximas previstas são muito menores que o verificado no experimento.

Através da observação das figuras 88 a 92 é possível dizer que o cálculo das deformações máximas através das fórmulas apresentadas pelas normativas não é adequado.

As formulações para cálculo das deflexões normalmente não são assertivas para cargas muito próximas à carga de ruptura, uma vez que nesse estágio há grande influência da não linearidade do material. Para analisar a aplicabilidade das formulações, na sequência é apresentada uma análise das deformações sob ação de uma carga igual a 40% da carga de ruptura. A Tabelas 20 e 21 apresentam respectivamente, para

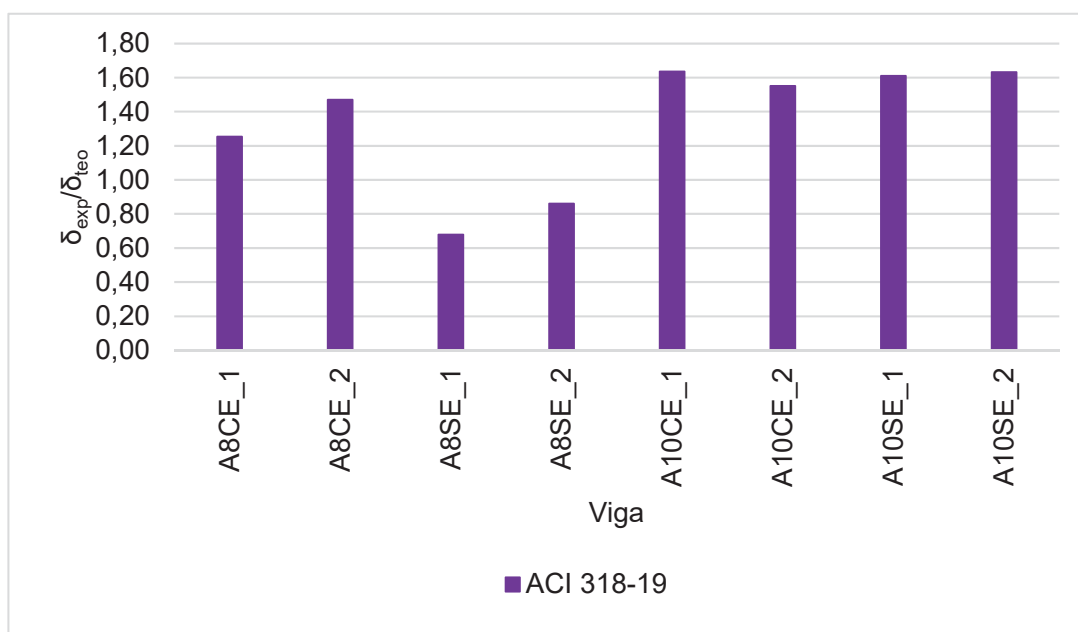
as vigas com aço e BFRP, a carga relativa à 40% da carga de ruptura, a deflexão experimental ( $\delta_{exp}$ ), a deflexão teórica ( $\delta_{teo}$ ), e a relação entre a deflexão experimental e a teórica. Já nas figuras 93 e 94 a relação entre as deflexões experimentais e teóricas é mostrada de forma gráfica.

TABELA 20 – Comparativo entre a deflexão teórica e experimental para uma carga igual a 40% da carga de ruptura em vigas reforçadas com aço

Viga	40% carga de ruptura (kN)	$\delta_{exp}$ (mm)	$\delta_{teo}$ ACI 318-19 (mm)	$\frac{\delta_{exp}}{\delta_{teo}}$
A8CE_1	21,72	1,09	0,87	1,25
A8CE_2	21,56	1,25	0,85	1,47
A8SE_1	14,25	0,36	0,53	0,68
A8SE_2	13,74	0,43	0,50	0,86
A10CE_1	26,03	1,26	0,77	1,64
A10CE_2	26,34	1,21	0,78	1,55
A10SE_1	15,00	0,66	0,41	1,61
A10SE_2	17,56	0,80	0,49	1,63

FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 93 – COMPARATIVO GRÁFICO ENTRE A DEFLEXÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL PARA UMA CARGA IGUAL A 40% DA CARGA DE RUPTURA EM VIGAS REFORÇADAS COM AÇO



FONTE: O Autor (2021)

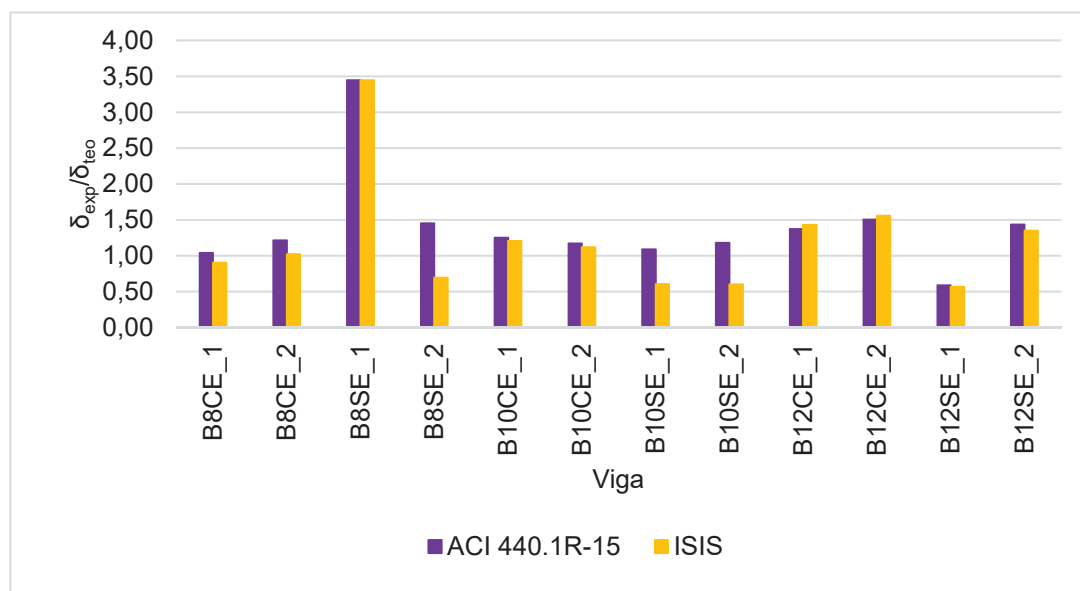
Para as vigas reforçadas com aço, nota-se que aquelas com barras de 8 mm e sem estribos (B8SE), o ACI 440.1R-15 (2015) subestimou as deflexões. Nas demais vigas as deflexões foram superestimadas. No geral, a média para a relação entre a deflexão experimental e a teórica ficou em 1,34.

TABELA 21 – Comparativo entre a deflexão teórica e experimental para uma carga igual a 40% da carga de ruptura em vigas reforçadas com BFRP

Viga	40% carga de ruptura (kN)	$\delta_{exp}$ (mm)	ACI 440.1R-15		ISIS	
			$\delta_{teo}$ (mm)	$\frac{\delta_{exp}}{\delta_{teo}}$	$\delta_{teo}$ (mm)	$\frac{\delta_{exp}}{\delta_{teo}}$
B8CE_1	19,19	2,08	2,00	1,04	2,30	0,90
B8CE_2	19,96	2,51	2,07	1,21	2,46	1,02
B8SE_1	7,71	0,31	0,09	3,44	0,09	3,44
B8SE_2	10,06	0,58	0,40	1,45	0,84	0,69
B10CE_1	27,94	2,92	2,34	1,25	2,42	1,21
B10CE_2	31,45	3,13	2,67	1,17	2,80	1,12
B10SE_1	10,73	0,37	0,34	1,09	0,61	0,61
B10SE_2	10,22	0,33	0,28	1,18	0,55	0,60
B12CE_1	35,73	3,27	2,38	1,37	2,29	1,43
B12CE_2	31,46	3,08	2,05	1,50	1,98	1,56
B12SE_1	12,49	0,31	0,53	0,58	0,55	0,56
B12SE_2	13,40	0,89	0,62	1,44	0,66	1,35

FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 94 – COMPARATIVO GRÁFICO ENTRE A DEFLEXÃO TEÓRICA E EXPERIMENTAL PARA UMA CARGA IGUAL A 40% DA CARGA DE RUPTURA EM VIGAS REFORÇADAS COM BFRP



FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas reforçadas com BFRP, nota-se que a relação entre a deflexão teórica e a experimental é discrepante na viga B8SE\_1. Isso ocorre, pois a carga relativa a 40% da carga última é muito próxima ao momento de fissuração. Além disso, o momento de fissuração experimental da viga B8SE\_1 foi menor que o teórico. Assim, sob ação de uma carga igual a 40% da carga última a viga já fissurou, possuindo uma deflexão maior. Contudo, no cálculo teórico, a viga ainda não fissurou, portanto, com uma deflexão muito pequena. Dessa forma, a relação entre a deflexão experimental (fissurada) e a teórica (não fissurada) produziu resultados discrepantes.

Através da Tabela 21 e da Figura 94, é possível observar que a ISIS (2007) apresenta uma tendência a superestimar as deflexões. Na média geral da relação entre a deflexão experimental e a teórica, desconsiderando a viga B8SE\_1, a ISIS (2007) apresentou melhores resultados ( $\bar{X}=1,00$  kN.m e  $s=0,35$  kN.m) que o ACI 440.1R-15 (2015) ( $\bar{X}=1,21$  kN.m e  $s=0,25$  kN.m). Todavia, os resultados da ISIS (2007) apresentam mais variabilidade, refletindo em um desvio padrão maior.

Salienta-se que o cálculo analítico das deflexões pode apresentar muita variação em decorrência da utilização do momento de inércia fissurado. Assim é possível dizer que tanto o ACI 440.1R-15 (2015) quanto a ISIS (2007) fornecem valores adequados para o cálculo das deflexões para cargas até 40% da carga última, trecho onde a influência da não linearidade dos materiais ainda não é importante.



### 5.2.2 Deflexão de serviço

Na Tabela 22 são apresentadas as cargas de serviço relativas à deflexão no meio do vão de L/360 e L/180. Esses valores de deflexão foram considerados com base nas preconizações do ACI 318-19 (2019) e ISIS (2007) para deflexões imediatas. São apresentados os valores de carga última ( $P_u$ ), a deflexão máxima na ruptura em função do vão ( $\delta_{max}$ ), e os valores da carga para as deflexões de L/360 e L/180 com a respectiva porcentagem em relação à carga última. O não preenchimento de alguns valores na tabela indica que a viga rompeu sob uma deflexão menor que L/360 ou L/180.

TABELA 22 – Carga relativa à deflexão de serviço

Viga	$P_u$ (kN)	$\delta_{max}$	L/360		L/180	
			$P$ (kN)	$P/P_u$ (%)	$P$ (kN)	$P/P_u$ (%)
A8CE_1	54,31	L/43	37,16	68,4%	46,85	86,3%
A8CE_2	53,90	L/54	35,95	66,7%	46,74	86,7%
A8SE_1	35,63	L/445	-	-	-	-
A8SE_2	34,35	L/400	-	-	-	-
A10CE_1	65,07	L/111	45,32	69,6%	62,55	96,1%
A10CE_2	65,85	L/117	49,19	74,7%	61,98	94,1%
A10SE_1	37,5	L/457	-	-	-	-
A10SE_2	43,9	L/371	-	-	-	-
B8CE_1	47,98	L/64	20,80	43,4%	29,41	61,3%
B8CE_2	49,9	L/62	20,78	41,6%	28,67	57,5%
B8SE_1	19,28	L/267	18,08	93,8%	-	-
B8SE_2	25,16	L/152	18,23	72,5%	24,50	97,4%
B10CE_1	69,84	L/59	26,80	38,4%	40,50	58,0%
B10CE_2	78,63	L/49	27,80	35,4%	43,50	55,3%
B10SE_1	26,82	L/328	26,00	96,9%	-	-
B10SE_2	25,54	L/418	-	-	-	-
B12CE_1	89,33	L/55	31,75	35,5%	48,97	54,8%
B12CE_2	78,65	L/64	29,03	36,9%	43,70	55,6%
B12SE_1	31,22	L/284	25,76	82,5%	-	-
B12SE_2	33,5	L/196	28,92	86,3%	-	-

FONTE: O Autor (2021)

Nota: o não preenchimento de alguns valores na tabela indica que a viga rompeu sob uma deflexão menor que L/360 ou L/180.

Considerando apenas os exemplares com estribos, as vigas em aço atingiram, na média, a deflexão de  $L/360$  com 69,9% e  $L/180$ , com 90,8% da carga última. Já para as vigas de BFRP, também com estribos, a deflexão de  $L/360$  foi atingida na média de 38,5% da carga última, já  $L/180$  com 57,1%.

Como já era esperado, em decorrência do menor módulo de elasticidade, as vigas de BFRP, com a mesma seção de reforço, atingiram os limites de deflexão sob a ação de uma carga menor. Isso mostra a importância do controle de deformações em elementos reforçados com BFRP, indicando a necessidade de um eventual aumento da taxa de reforço visando reduzir a deflexão de serviço.

A deflexão das vigas reforçadas com BFRP, diga-se elevada, quando comparada com um elemento de mesma taxa de reforço em aço, é até certo ponto benéfico, uma vez que o BFRP não tem patamar de escoamento. A deflexão elevada funciona como um aviso indicando sobrecarga, possibilitando fazer, até certo ponto, uma analogia com a ductilidade promovida pelo uso de aço. O controle das deflexões em peças reforçadas com BFRP deve ser feito através do aumento na taxa de reforço, porém isso provoca um incremento considerável na resistência última. Dessa forma é possível dizer que o dimensionamento de peças com BFRP visando o controle de deformações produz peças seguras e com certa ductilidade em caso de sobrecarga.

Obviamente o aumento da taxa de reforço implica na utilização de vergalhões com bitola maior, e conseqüentemente maior custo. Contudo, pelo fato do BFRP ter uma durabilidade melhor devido à não oxidação, sobretudo em ambientes agressivos, essa substituição do aço pelo BFRP pode ser muito interessante quando são considerados os aspectos econômicos, e também ambientais, de médio e longo prazo.

### 5.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Todas as vigas ensaiadas reforçadas com BFRP apresentaram ruptura por cisalhamento. As vigas sem estribos romperam de forma súbita através de uma fissura inclinada com grande abertura. Já aquelas com estribos apresentaram primeiramente fissuras de flexão, contudo, a ruptura propriamente dita se deu através do esmagamento do concreto no ponto de aplicação da carga juntamente com a abertura de uma fissura inclinada principal. Em nenhuma das vigas observou-se ruptura dos estribos. Assim sendo, como todas as configurações de vigas reforçadas com BFRP romperam por cisalhamento, é feita uma análise do efeito da presença dos estribos.

As vigas reforçadas com aço sem estribos apresentaram ruptura por cisalhamento, enquanto que as com estribos romperam à flexão. O comparativo com as vigas reforçadas com aço é importante, uma vez que a formulação do ACI 440.1R-15 (2015) é uma adaptação da fórmula aplicável ao concreto armado convencional.

É importante salientar que a presença de estribos tem influência na resistência do concreto ao cisalhamento, uma vez que altera os mecanismos de transferência da força cortante. Assim, a análise de vigas com e sem estribos para estabelecer a resistência do concreto ao cisalhamento é simplista, fornecendo valores estimados para comparação com as normativas.

A metodologia para comparar o esforço cortante em vigas com e sem estribos foi feito com base no trabalho de Duic, Kenno e Das (2018). Nesse caso também foram avaliadas vigas com BFRP com e sem estribos para determinar a resistência do concreto ao cortante.

As Tabelas 23, 24 e 25 apresentam, respectivamente, os valores previstos de resistência ao cisalhamento das vigas sem estribos, reforçadas com aço e com BFRP, de acordo com as normas ACI 318-19 (2019), ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007). O cortante máximo experimental ( $V_{exp}$ ) é comparado com os valores calculados considerando as resistências superior ( $V_{pre-sup}$ ), média ( $V_{pre-med}$ ) e inferior ( $V_{pre-inf}$ ) do concreto.

TABELA 23 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ACI 318-19 (2019) para resistência ao cisalhamento do concreto em vigas reforçadas com aço sem estribos

Viga	$V_{exp}$ (kN)	$V_{c-sup}$ (kN)	$V_{c-med}$ (kN)	$V_{c-inf}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_{c-sup}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{c-med}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{c-inf}}$
A8SE_1	17,82	16,78	15,76	14,67	1,06	1,13	1,21
A8SE_2	17,18	16,78	15,76	14,67	1,02	1,09	1,17
A10SE_1	18,75	16,69	15,67	14,59	1,12	1,20	1,29
A10SE_2	21,95	16,69	15,67	14,59	1,32	1,40	1,50

FONTE: O Autor (2021)

TABELA 24 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ACI 440.1R-15 (2015) para resistência ao cisalhamento do concreto em vigas reforçadas com BFRP sem estribos

Viga	$V_{exp}$ (kN)	$V_{c-sup}$ (kN)	$V_{c-med}$ (kN)	$V_{c-inf}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_{c-sup}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{c-med}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{c-inf}}$
B8SE_1	9,64	5,51	5,33	5,12	1,75	1,81	1,88
B8SE_2	12,58	5,51	5,33	5,12	2,28	2,36	2,46
B10SE_1	13,41	6,76	6,53	6,28	1,98	2,05	2,14
B10SE_2	12,77	6,76	6,53	6,28	1,89	1,96	2,03
B12SE_1	15,61	7,86	7,59	7,29	1,99	2,06	2,14
B12SE_2	16,75	7,86	7,59	7,29	2,13	2,21	2,30

FONTE: O Autor (2021)

TABELA 25 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ISIS (2007) para resistência ao cisalhamento do concreto em vigas reforçadas com BFRP sem estribos

Viga	$V_{exp}$ (kN)	$V_{c-sup}$ (kN)	$V_{c-med}$ (kN)	$V_{c-inf}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_{c-sup}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{c-med}}$	$\frac{V_{exp}}{V_{c-inf}}$
B8SE_1	9,64	10,09	9,48	8,82	0,96	1,02	1,09
B8SE_2	12,58	10,09	9,48	8,82	1,25	1,33	1,43
B10SE_1	13,41	10,04	9,43	8,77	1,34	1,42	1,53
B10SE_2	12,77	10,04	9,43	8,77	1,27	1,35	1,46
B12SE_1	15,61	9,98	9,37	8,72	1,56	1,67	1,79
B12SE_2	16,75	9,98	9,37	8,72	1,68	1,79	1,92

FONTE: O Autor (2021)

Em relação às vigas reforçadas com aço, os valores previstos no ACI 318-19 (2019) para a resistência do concreto estão ligeiramente conservadores, porém mesmo assim, pode-se dizer que são adequados. Observa-se um aumento da resistência ao cisalhamento nas vigas com maior taxa de armadura, contudo, isso é referente ao efeito de pino e não da resistência do concreto propriamente dita.

Já para as vigas reforçadas com BFRP, os valores da resistência ao cisalhamento do concreto prescritos pelo ACI 440.1R-15 (2015) são muito conservadores, em torno de 80% menores que o experimental para as vigas com menor taxa de armadura. Nota-se que, à medida em que se aumenta o diâmetro das barras, a resistência ao cisalhamento também aumenta, decorrência de uma linha neutra mais profunda e maior influência do efeito de pino.

Para possibilitar uma melhor análise do comportamento ao cisalhamento, é apresentada na Equação 5.1 a expressão para cálculo da resistência ao cisalhamento para peças reforçadas com aço, de acordo com o ACI 318-19 (2019), e na Equação 5.2, para as reforçadas com BFRP, de acordo com o ACI 440.1R-15 (2015).

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f_{ck}}bd \quad (5.1)$$

$$V_c = \frac{2}{5}\sqrt{f_{ck}}b(kd) \quad (5.2)$$

Onde  $\lambda$  é um fator que considera a utilização de concretos leves,  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão,  $b$  é a largura da seção e  $k$  é um fator de multiplicação da altura útil para obtenção da altura da linha neutra fissurada.

Em uma seção de aço, em virtude do elevado módulo de elasticidade a porção  $0,17\lambda\sqrt{f_{ck}}$  da expressão multiplica o valor da base  $b$  pela a altura útil  $d$ . Já em uma seção reforçada com BFRP, em decorrência de uma maior flexibilidade devido ao baixo módulo de elasticidade, e conseqüentemente a abertura de fissuras, não se pode utilizar a área útil ( $bd$ ). Considerando-se uma análise fissurada,  $k$  representa o fator que multiplicado pela altura útil, fornece a profundidade da linha neutra na seção fissurada. Ou seja,  $kd$  é a altura da zona comprimida. Para considerar a perda de rigidez decorrente da fissuração, o ACI 440.1R-15 (2015) prevê um fator igual a  $(5/2)k$  que multiplica a equação 5.1, resultando na 5.2 (pequenas discrepâncias são decorrentes da transformação de unidades). De forma resumida, para elementos reforçados com BFRP, deve-se aplicar um fator que reduz a altura da seção transversal resistente ao cisalhamento.

Ao que tudo indica, com base nos resultados dos ensaios, o fator de ponderação  $(5/2)k$  utilizado pelo ACI 440.1R-15 (2015) não é adequado, pois penaliza muito a perda de rigidez axial, e conseqüentemente a resistência ao cisalhamento.

No caso da normativa ISIS (2007), a resistência ao cisalhamento promovida pelo concreto é fornecida pela Equação 5.3.

$$V_c = 0,2\lambda\sqrt{f_{ck}}bd\sqrt{\frac{E_f}{E_s}} \quad (5.3)$$

Onde  $E_f$  e  $E_c$  são, respectivamente, o módulo de elasticidade do BFRP e do concreto.

Para as vigas com taxa de armadura menor, notadamente aquelas com barras de 8mm, a normativa ISIS (2007) prevê relativamente bem a capacidade do concreto ao cisalhamento. Já para vigas com maior taxa de armadura, a normativa tende a um

subdimensionamento da resistência ao cisalhamento, provocada pelo incremento da resistência de pino do reforço. Porém, pode-se dizer que os valores previstos pela ISIS (2007) para resistência do concreto ao cisalhamento são adequados, já que o incremento da resistência nas vigas com maior taxa de armadura é decorrente de variações na altura da linha neutra, mas sobretudo do efeito de pino das barras, e não do concreto precisamente.

Nas Tabelas 26 e 27, apresentadas na sequência, são feitos os comparativos entre os valores experimentais da resistência ao cisalhamento promovida pelos estribos ( $V_{f-exp}$ ) com os valores previstos ( $V_{f-prev}$ ) de acordo com as normativas ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007). A resistência promovida pelos estribos é igual a cortante máxima menos a parcela resistida pelo concreto. A parcela referente ao concreto é tomada como a média da resistência nas vigas sem estribos, sendo 11,11 kN para as vigas com barras de 8 mm, 13,09 kN com barras de 10 mm, e 16,18 kN com barras de 12 mm.

Os comparativos entre os valores teóricos e experimentais não são feitos para as vigas reforçadas com aço, uma vez que essas vigas romperam por flexão, portanto, os estribos não atingiram a máxima capacidade, comprometendo a análise do parâmetro.

TABELA 26 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ACI 440.1R-15 (2015) para resistência ao cisalhamento promovida pelos estribos em BFRP

Viga	$V_{exp}$ (kN)	$V_{c-exp}$ (kN)	$V_{f-exp}$ (kN)	$V_{f-pre}$ (kN)	$\frac{V_{f-exp}}{V_{f-pre}}$
B8CE_1	23,99	11,11	12,88	19,02	0,68
B8CE_2	24,95	11,11	13,84	19,02	0,73
B10CE_1	34,92	13,09	21,83	23,64	0,92
B10CE_2	39,32	13,09	26,23	23,64	1,11
B12CE_1	44,67	16,18	28,49	25,42	1,12
B12CE_2	39,33	16,18	23,15	25,42	0,91

FONTE: O Autor (2021)

TABELA 27 – Comparativo entre os valores experimentais com a previsão do ISIS (2007) para resistência ao cisalhamento promovida pelos estribos em BFRP

Viga	$V_{exp}$ (kN)	$V_{c-exp}$ (kN)	$V_{f-exp}$ (kN)	$V_{f-pre}$ (kN)	$\frac{V_{f-exp}}{V_{f-pre}}$
B8CE_1	23,99	11,11	12,88	11,88	1,08
B8CE_2	24,95	11,11	13,84	11,88	1,16
B10CE_1	34,92	13,09	21,83	14,78	1,48
B10CE_2	39,32	13,09	26,23	14,78	1,77
B12CE_1	44,67	16,18	28,49	15,88	1,79
B12CE_2	39,33	16,18	23,15	15,88	1,46

FONTE: O Autor (2021)

Através da análise das tabelas, é possível verificar que a resistência prevista de acordo com o ACI 440.1R-15 (2015), na maioria das vezes, é maior que o resultado experimental, ou seja, o ACI superestima a capacidade resistente dos estribos. Já a ISIS (2007) prevê de maneira mais adequada, até mesmo com certa segurança a capacidade resistente dos estribos.

A grande diferença no cálculo teórico proposto pelas duas normativas é a tensão resistente considerada na barra de FRP ( $f_{fv}$ ). Ambas as normativas preveem duas formulações para o cálculo desse valor, uma que considera a relação entre o raio da dobra e o diâmetro do estribo, e outra que considera uma deformação máxima na fibra ( $\varepsilon_f$ ), que multiplicada pelo módulo de elasticidade, fornece a resistência a ser utilizada no cálculo. Considerando os estribos empregados nas vigas ensaiadas, para ambas as normativas o valor mais conservador, portanto o utilizado, foi a formulação que considera a deformação máxima. Enquanto o ACI 440.1R-15 (2015) prevê uma deformação máxima na fibra de 0,004, o ISIS (2007) considera o valor de 0,0025. Assim, a ISIS (2007) prevê uma tensão resistente  $f_{fv}$  menor, o que de acordo com os ensaios, indica estar mais próxima da realidade.

De maneira geral, para a configuração de ensaio empregada, o ACI 440.1R-15 (2015) subestima a resistência ao cisalhamento do concreto, porém superestima a resistência dos estribos, fazendo com que a resistência média, seja até certo ponto, adequada. Já a ISIS (2007) apresenta valores razoáveis para resistência ao cisalhamento do concreto e dos estribos em FRP. Assim sendo, para as vigas ensaiadas, a normativa ISIS (2007) apresentou melhores resultados para o cálculo da resistência ao cisalhamento em peças reforçadas com BFRP.

Duic, Kenno e Das (2018) verificaram que a resistência do concreto ao cisalhamento em vigas com BFRP é entre 30% a 40% menor que em vigas com aço. No



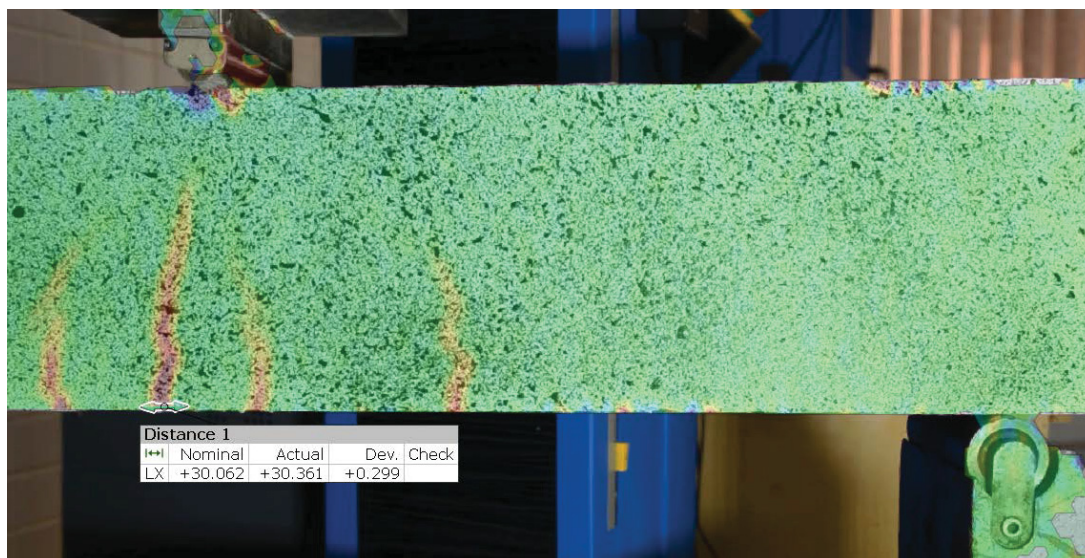
presente trabalho, verificou-se que as vigas sem estribos com barras de 8 mm e 10 mm de BFRP apresentaram em média uma resistência ao cisalhamento 36% menor que as vigas com aço. Portanto, o valor verificado encontra-se dentro do intervalo apresentado na literatura.

Na questão do comparativo com as normativas, Duic, Kenno e Das (2018) verificaram que o ACI 440.1R-15 (2015) superestimou a resistência do concreto ao cisalhamento em uma das configurações ensaiadas, e previu adequadamente na outra configuração. Os resultados foram diferentes dos obtidos no presente trabalho, onde o ACI 440.1R-15 (2015) subestimou a resistência do concreto ao cisalhamento em todas as vigas ensaiadas. Essa diferença pode ser atribuída ao tipo de ensaio, já que Duic, Kenno e Das (2018) realizaram ensaios de flexão 4 pontos ao invés de flexão 3 pontos. Além disso, o efeito do tamanho das vigas também pode ter tido influência. As vigas de Duic, Kenno e Das (2018) tinham seção transversal de 275 mm x 500 mm, vão de 3000 mm, e 1000 mm entre os pontos de aplicação da carga. No presente trabalho as vigas possuíam seção transversal de 100 mm x 200 mm e vão de 980 mm.

#### 5.4 ABERTURA DE FISSURAS

A medição da abertura das fissuras foi possível através da correlação de imagem digital no software GOM Correlate (GOM MBH, 2019), onde foram inseridos medidores de distância virtuais nos pontos com existência de fissuras. A Figura 95 mostra a medição da variação de distância em uma das vigas. Todas as vigas ensaiadas apresentaram mais de uma fissura, assim, para comparação com os modelos teóricos é considerada a fissura com maior abertura. No presente trabalho a fissura com maior abertura sempre foi a primeira a aparecer.

FIGURA 95 – OBTENÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS ATRAVÉS DA CORRELAÇÃO DE IMAGEM DIGITAL



FONTE: O Autor (2021)

Em relação aos modelos teóricos, as formulações propostas pelo ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007) já foram apresentadas, respectivamente nas Equações 2.32 e 2.33.

No que se refere à abertura máxima das fissuras, o ACI 440.1R-15 (2015) prevê aberturas entre 0,4 a 0,7mm, já a ISIS (2007) limita em 0,5mm. Assim, no presente trabalho é estabelecida como 0,5mm a abertura limite de serviço.

Na sequência, a Tabela 28 apresenta para as vigas reforçadas com BFRP a carga experimental que provoca uma abertura de fissura de 0,5mm ( $P_{wc-exp}$ ), em comparação com os valores previstos ( $P_{wc-pre}$ ) no ACI 440.1R-15 (2015) e na ISIS (2007). Algumas vigas sem estribos não atingiram aberturas de 0,5mm, nesse caso não é feita a indicação da carga. Já as figuras 96 a 101, também para as vigas reforçadas com BFRP, mostram o desenvolvimento da abertura das fissuras em função da carga comparando-se os valores teóricos com os experimentais.

Em relação à previsão das normativas, é possível observar nas figuras apresentadas na sequência, que para aberturas de fissuras menores nas cargas iniciais existe uma discrepância, uma vez que as formulações não consideram a abertura de fissuras a partir do momento de fissuração, e sim a partir da tensão na barra.

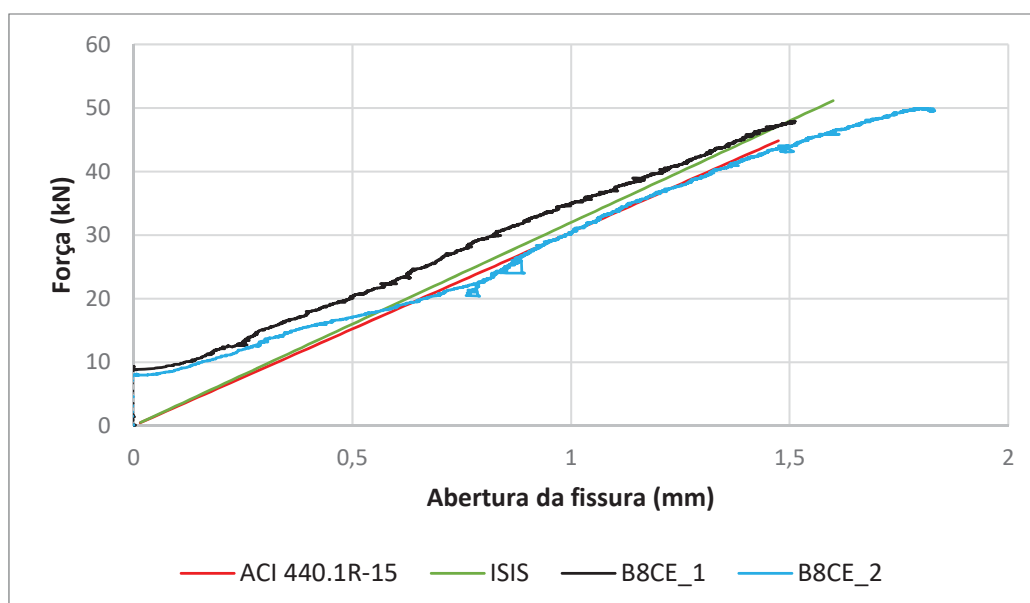
TABELA 28 – Comparativo da carga experimental relativa à uma abertura de fissura de 0,5mm com os valores teóricos previstos no ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007)

Viga	$P_{wc-exp}$ (kN)	ACI 440.1R15(2015)		ISIS (2007)	
		$P_{wc-pre}$ (kN)	$\frac{P_{wc-exp}}{P_{wc-pre}}$	$P_{wc-pre}$ (kN)	$\frac{P_{wc-exp}}{P_{wc-pre}}$
B8CE_1	20,38	15,24	1,34	15,85	1,29
B8CE_2	16,99	15,24	1,11	15,85	1,07
B8SE_1	14,52	15,24	0,95	15,85	0,92
B8SE_2	14,12	15,24	0,93	15,85	0,89
B10CE_1	36,30	23,86	1,52	24,15	1,50
B10CE_2	37,75	23,86	1,58	24,15	1,56
B10SE_1	19,79	23,86	0,83	24,15	0,82
B10SE_2	-	23,86	-	24,15	-
B12CE_1	33,89	34,34	0,99	34,24	0,99
B12CE_2	26,41	34,34	0,77	34,24	0,77
B12SE_1	-	34,34	-	34,24	-
B12SE_2	21,81	34,34	0,64	34,24	0,64

FONTE: O Autor (2021)

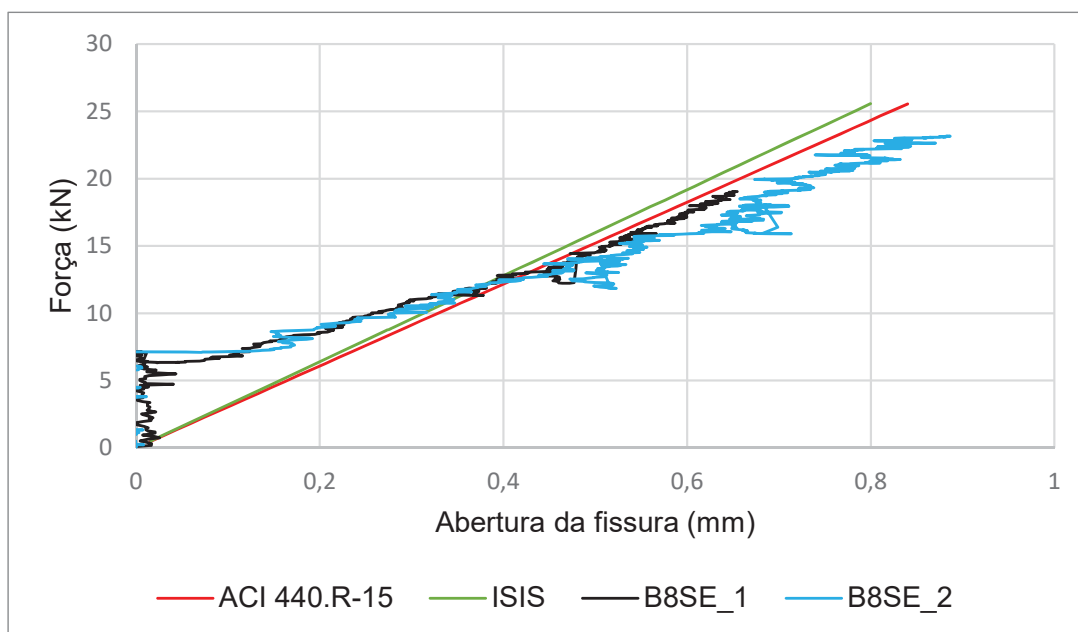
Nota: não há indicação da carga nas vigas em que a abertura de fissuras não atingiu 0,5mm.

FIGURA 96 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B8CE



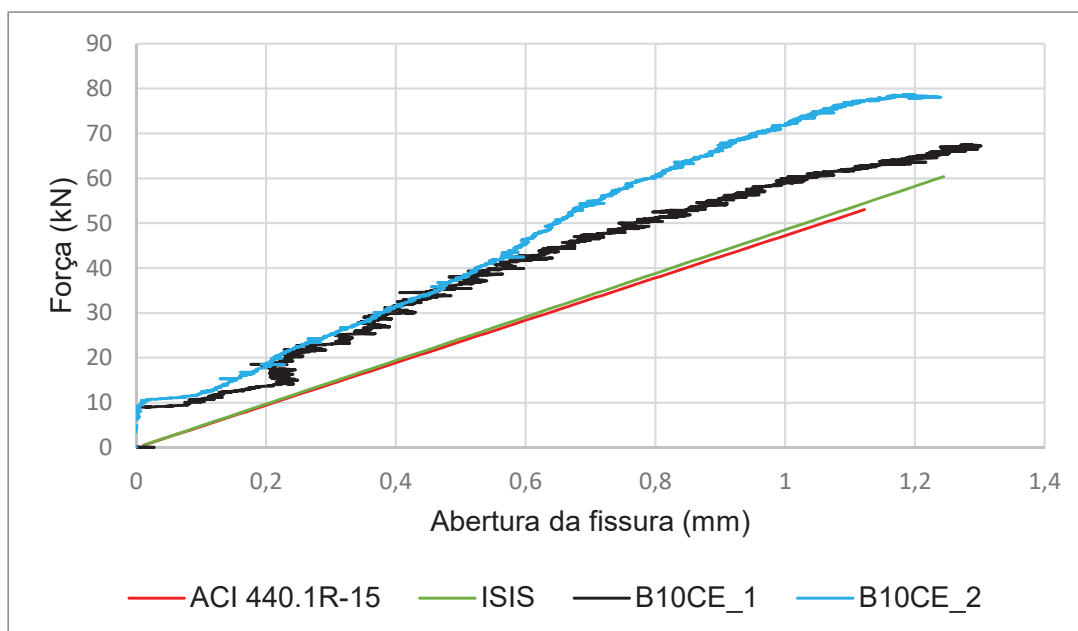
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 97 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B8SE



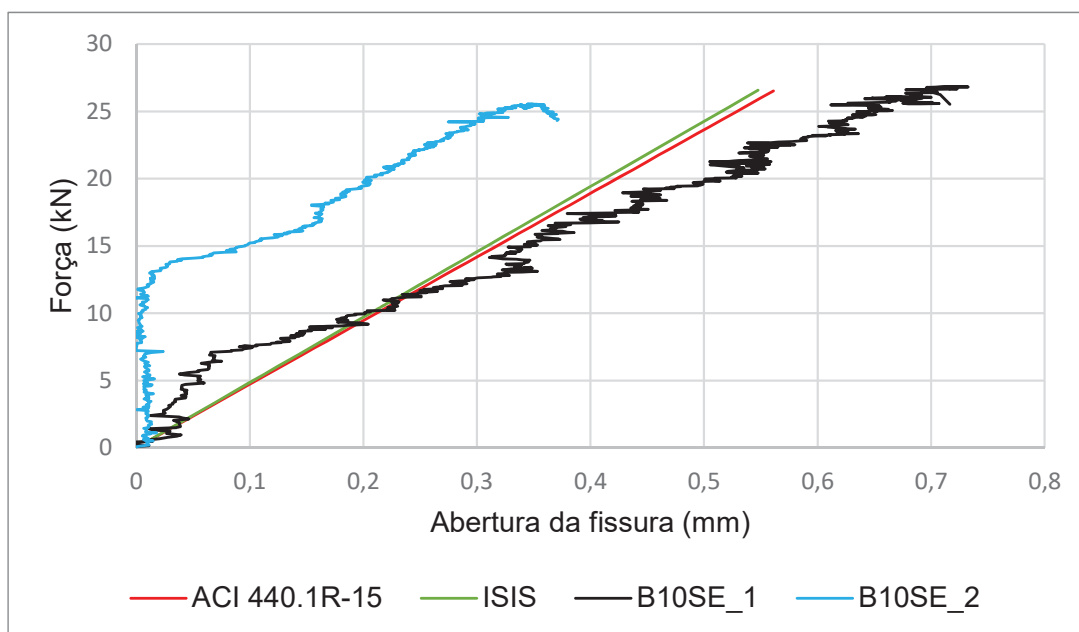
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 98 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B10CE



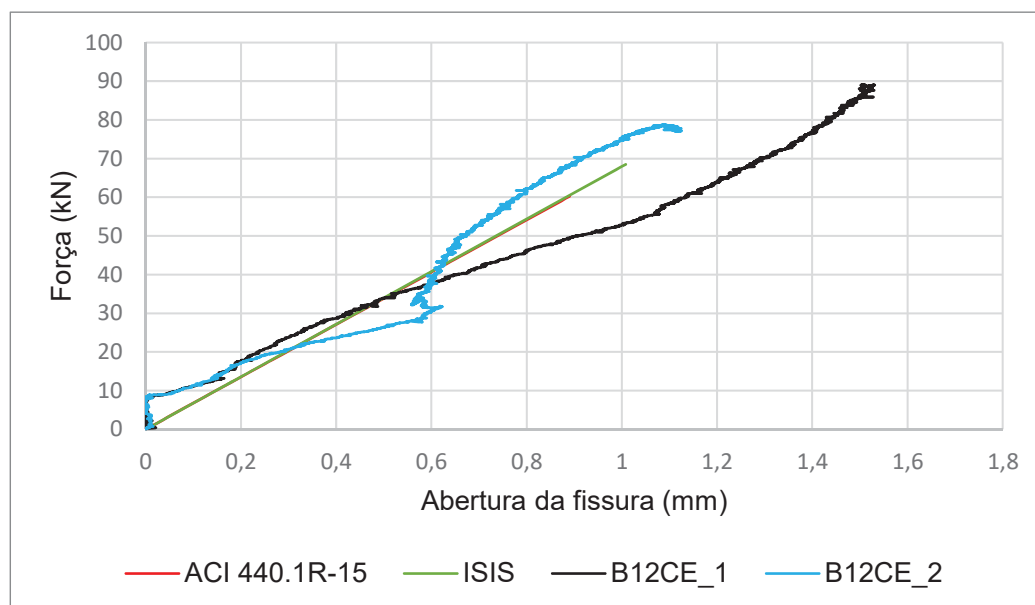
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 99 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B10SE



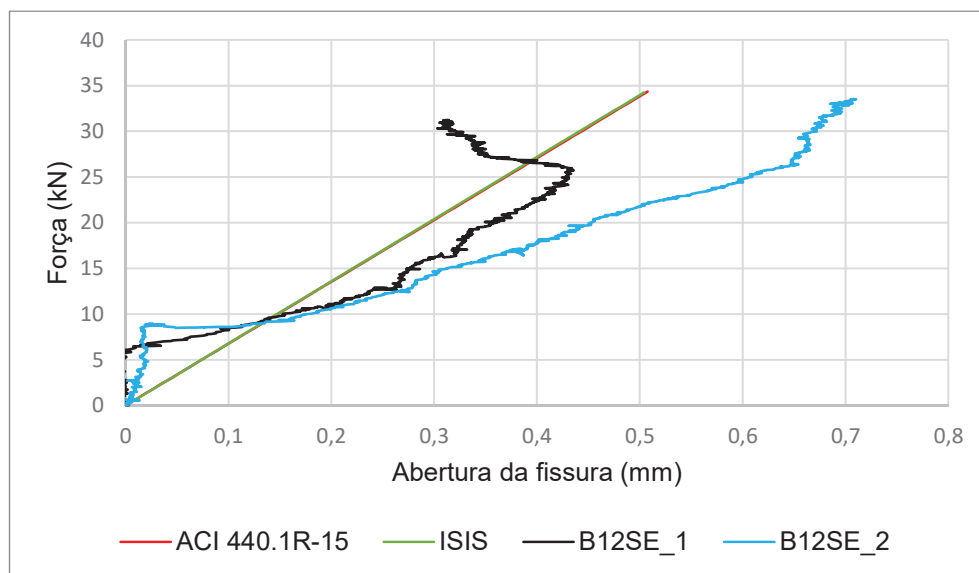
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 100 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B12CE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 101 – COMPARATIVO DA ABERTURA DE FISSURAS EXPERIMENTAL COM OS VALORES TEÓRICOS DO ACI 440.1R-15 (2015) E ISIS (2007) PARA AS VIGAS B12SE



FONTE: O Autor (2021)

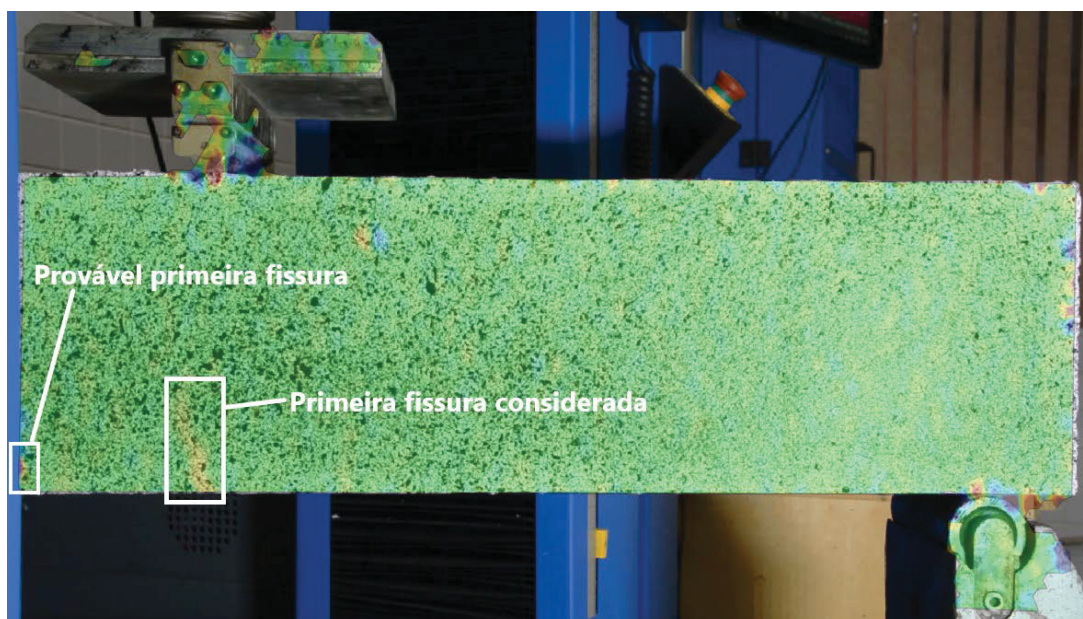
Através das Figuras 96 a 101 é possível verificar que as vigas com estribos possuem um comportamento melhor em relação à abertura de fissuras, mantendo uma tendência e similaridade entre os elementos ensaiados.

Nos elementos sem estribos, as vigas B8SE e B12SE apresentaram comportamentos semelhantes com seus respectivos pares (elementos com mesma configuração de reforço).

Nos elementos B10SE, a viga B10SE\_2 apresentou um comportamento diferente da viga B10SE\_1. Isso ocorre, pois provavelmente na viga B10SE\_2 a primeira fissura (de maior abertura) ocorreu fora da área de filmagem, não sendo possível a sua detecção. Na Figura 102 é mostrada a fissura considerada. Contudo, nota-se que existe uma região fora da área de filmagem onde há uma deformação maior que a região da fissura considerada, sendo que provavelmente nesse ponto ocorreu a primeira fissura. Nas demais vigas ensaiadas, a primeira fissura considerada ocorre em uma região próxima à linha de aplicação da carga. Uma primeira fissura fora dessa região pode ser ocasionada por um dano pré-existente, decorrência de problemas na desforma e transporte; ou então por um espaçador muito próximo à face externa, gerando uma zona de fraqueza.



FIGURA 102 – PROVÁVEL FISSURA NA VIGA B10SE\_2 FORA DA ÁREA DE FILMAGEM



FONTE: O Autor (2021)

De acordo com as equações preconizadas pelas normativas, o cálculo da abertura de fissuras é governado pela tensão na barra a partir do momento de aplicação da carga, e não a partir do momento de fissuração. Isso provoca uma inconsistência, fazendo com que a equação resulte em uma abertura de fissura antes mesmo do momento de fissuração, uma vez que as barras estão tensionadas. Entretanto, na atuação de cargas acima do momento de fissuração e para aberturas de fissuras maiores, como o valor de 0,5mm estipulado como limite, a previsão para as vigas com estribos é relativamente boa.

A abertura de fissuras prevista pelo ACI 440.1R-15 (2015) e pela ISIS (2007) é muito semelhante. Considerando as vigas com estribos, para os elementos B8CE e B10CE as normativas subestimaram, respectivamente, em média 20% e 51% a carga relativa à abertura de 0,5mm, ou seja, estão à favor da segurança. Já para os elementos B12CE a carga foi superestimada em média 12%. Nos elementos sem estribos que atingiram uma abertura de fissura de 0,5mm, em todos os casos as normativas superestimaram a abertura de fissuras.

É importante salientar que a abertura de fissuras em uma estrutura é bastante variável e sofre influência de diversos fatores como por exemplo: propriedades dos materiais, retração, tipo de agregado, tamanho do elemento, etc. (ACI 224R-01, 2001). Assim, pode-se dizer que em vigas reforçadas com BFRP adequadamente armadas ao esforço cortante as formulações previstas no ACI 440.1R-15 (2015) e ISIS (2007) são adequadas na previsão da abertura de fissuras.

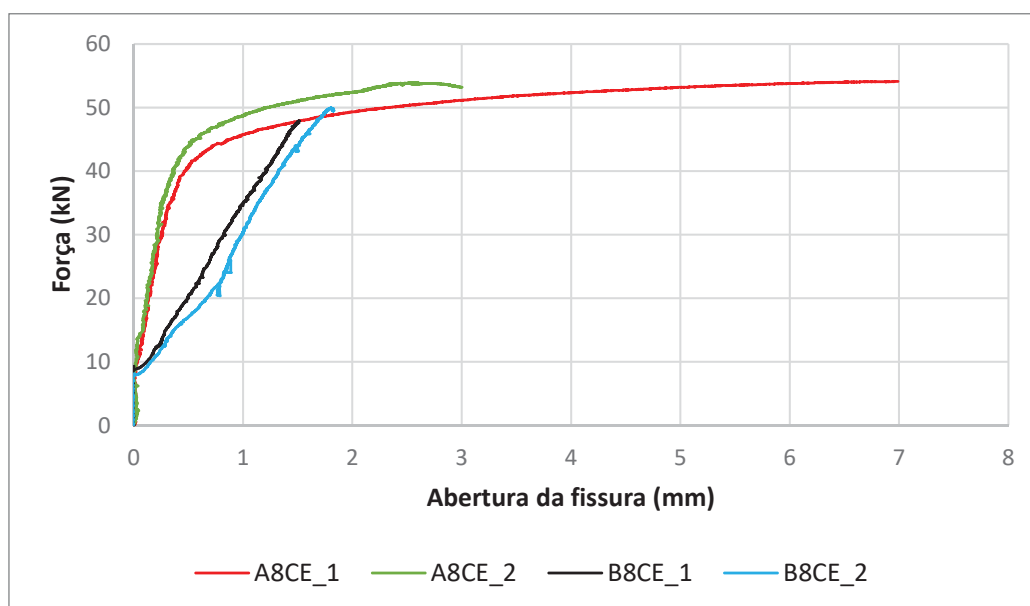
Já para as vigas em aço, o ACI 318-19 (2019) não prevê o cálculo, tampouco



valores limite para a abertura de fissuras. Por outro lado, é apresentada uma fórmula para obtenção do espaçamento máximo entre as barras com base na tensão de serviço do aço e o cobrimento. Seguindo-se esse espaçamento máximo, é garantida uma abertura adequada das fissuras. Assim, para as vigas em aço, não é apresentado o comparativo entre modelos analíticos e experimentais, já que não há uma fórmula direta para correlacionar carga e abertura de fissuras. Entretanto, é feita uma análise das cargas necessárias para se atingir uma abertura de 0,5mm, que é o limite estabelecido para os elementos em BFRP. Dessa forma, é feito um comparativo entre elementos reforçados com aço e com BFRP que possuem a mesma taxa de reforço.

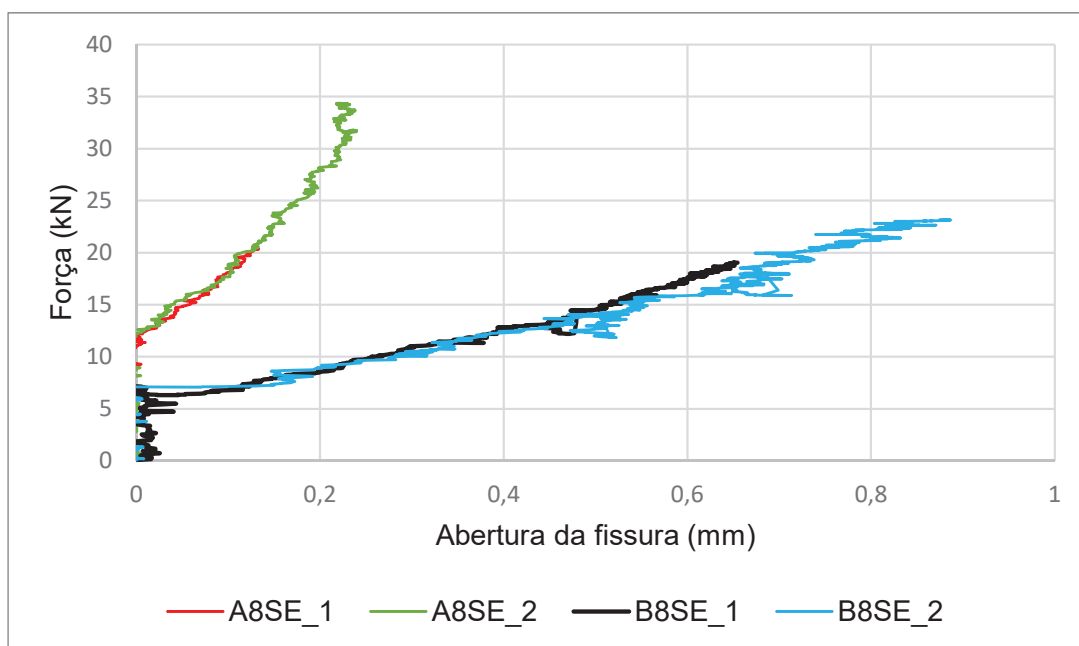
Nas Figuras 103 a 106 é apresentado o comportamento da relação força - abertura de fissuras para as vigas de mesma taxa de armadura reforçadas com aço e com BFRP.

FIGURA 103 – COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A8CE E B8CE



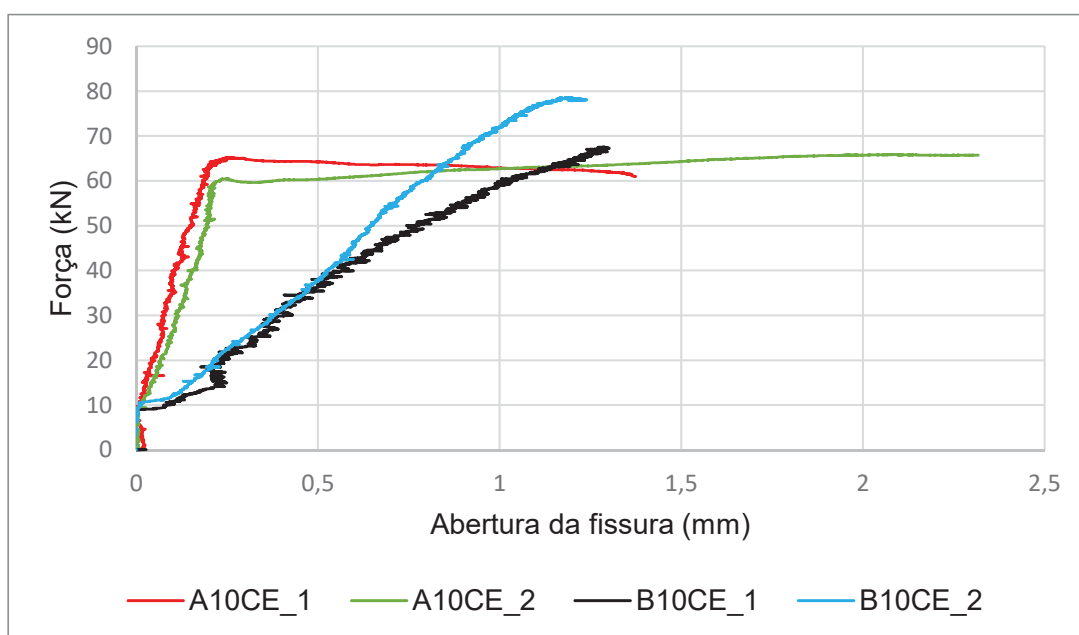
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 104 – COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A8SE E B8SE



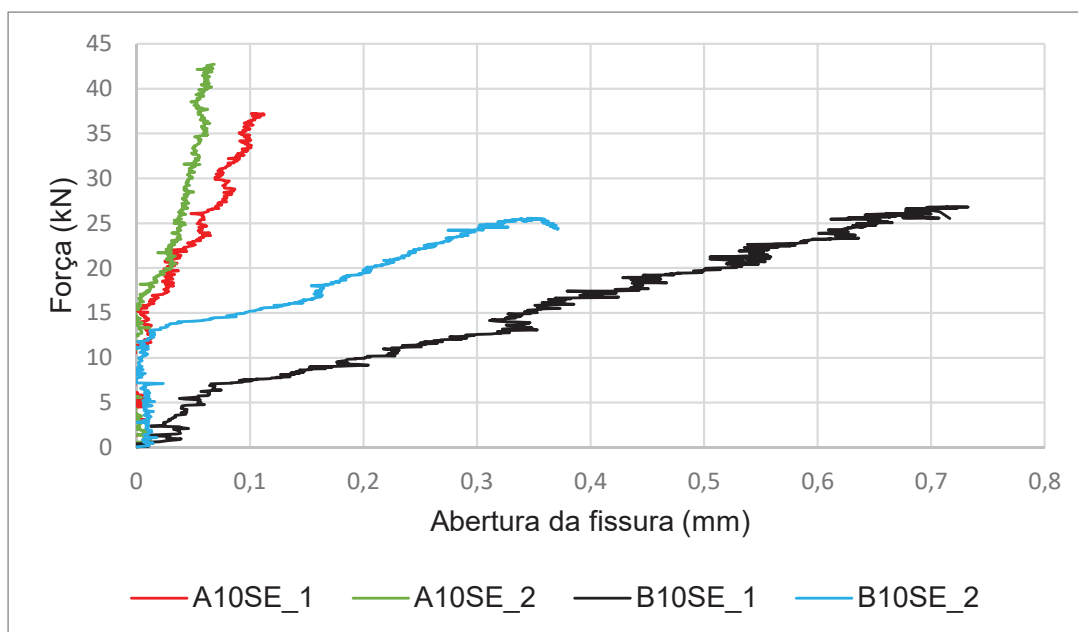
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 105 – COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A10CE E B10CE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 106 – COMPARATIVO ENTRE AS VIGAS A10SE E B10SE



FONTE: O Autor (2021)

As figuras 103 a 106 permitem visualizar claramente a influência do baixo módulo de elasticidade do BFRP na abertura de fissuras. Após o momento de fissuração, sob a ação de uma mesma carga, as fissuras nas vigas em BFRP possuem uma abertura muito maior que nas vigas em aço. Nos gráficos das vigas com estribos é possível verificar as características de cada material, o aço escoando e consequentemente aumentando a abertura da fissura, e o BFRP elástico - linear durante todo o trecho. Nas vigas sem estribos, como a abertura das fissuras de flexão é pequena, existe bastante oscilação no comportamento do gráfico, contudo, o menor módulo de elasticidade do BFRP pode ser observada através da inclinação na curva força - abertura da fissura.

Na sequência, a Tabela 29 apresenta, para as vigas reforçadas com aço e com BFRP a carga última ( $P_u$ ), a carga relativa à uma abertura de fissuras de 0,5mm ( $P_{wc-exp}$ ) e a relação entre elas.

TABELA 29 – Relação entre a carga última e a carga relativa à uma abertura de fissura de 0,5mm

Viga	$P_u$ (kN)	$P_{wc-exp}$ (kN)	$P_{wc-exp}/P_u$ (%)
A8CE_1	54,31	40,61	74,8%
A8CE_2	53,90	43,87	81,4%
A8SE_1	35,63	-	-
A8SE_2	34,35	-	-
A10CE_1	65,07	64,26	98,8%
A10CE_2	65,85	60,35	91,6%
A10SE_1	37,5	-	-
A10SE_2	43,9	-	-
B8CE_1	47,98	20,38	42,5%
B8CE_2	49,90	16,99	34,0%
B8SE_1	19,28	14,52	75,3%
B8SE_2	25,16	14,12	56,1%
B10CE_1	69,84	36,30	52,0%
B10CE_2	78,63	37,75	48,0%
B10SE_1	26,82	19,79	73,8%
B10SE_2	25,54	-	-
B12CE_1	89,33	33,89	37,9%
B12CE_2	78,65	26,41	33,6%
B12SE_1	31,22	-	-
B12SE_2	33,50	21,81	65,1%

FONTE: O Autor (2021)

Nota: Não há indicação da carga nas vigas em que a abertura de fissuras não atingiu 0,5mm.

Na Tabela 29 observa-se que para as vigas reforçadas com aço, uma abertura de fissura de 0,5mm ocorre sob a ação de uma carga muito próxima ao limite, sendo na média 78% da carga última para as vigas com barras de 8mm e 95,2% para as vigas com barras de 10mm. Salienta-se que nenhuma das vigas em aço sem estribos atingiu uma abertura de fissura de 0,5mm, uma vez que todas elas romperam antes disso.

No caso dos exemplares reforçados com BFRP, a abertura de fissura de 0,5mm é atingida sob uma carga muito menor que a carga limite. Considerando apenas os exemplares com estribos, para fins de comparação com as vigas reforçadas com aço,

a relação média entre a carga que provoca uma fissura de 0,5mm e a carga última é de 38,3%, 50,0% e 35,8% respectivamente para as vigas B8CE, B10CE e B12CE. A ocorrência de fissuras é interessante, principalmente no caso de uma material sem patamar de escoamento, como o BFRP, pois fornece um "aviso" da ocorrência de uma eventual sobrecarga.

## 5.5 LIMITANTES AO DIMENSIONAMENTO

O presente item aborda, para os parâmetros discutidos anteriormente, quais são os limitantes no dimensionamento das peças. É feita uma análise considerando apenas as vigas com estribos, uma vez que são o tipo de elemento encontrado na prática.

A Tabela 30 apresenta para todas as vigas com estribos a carga para que sejam atingidos os limites relativos ao momento fletor, deflexão de  $L/180$  e abertura de fissuras, sendo destacado em negrito o parâmetro limitante.

As vigas reforçadas com aço e estribos tiveram ruptura característica por flexão. Já as vigas com BFRP romperam por flexão juntamente com a presença de uma fissura característica de cisalhamento. Nesse caso, considera-se que vigas de BFRP utilizando estribos dimensionados de acordo com as normativas rompem por flexão, assim, na tabela comparativa não foi adicionado o parâmetro limitante ao cisalhamento, pois teria valor igual à carga do momento fletor máximo.

TABELA 30 – Carga máxima para dimensionamento

Viga	Carga (kN)					
	Momento fletor	Deflexão L/180	Abertura de fissuras (0,5mm)	Limitante	Última	Limitante/Última
A8CE_1	54,31	46,85	<b>40,61</b>	40,61	54,31	74,8%
A8CE_2	53,90	46,74	<b>43,87</b>	43,87	53,9	81,4%
A10CE_1	65,07	<b>62,55</b>	64,26	62,55	65,07	96,1%
A10CE_2	65,85	61,98	<b>60,35</b>	60,35	65,85	91,6%
B8CE_1	47,98	29,41	<b>20,38</b>	20,38	47,98	42,5%
B8CE_2	49,90	28,67	<b>16,99</b>	16,99	49,9	34,0%
B10CE_1	69,84	40,50	<b>20,38</b>	20,38	69,84	29,2%
B10CE_2	78,63	43,50	<b>16,99</b>	16,99	78,63	21,6%
B12CE_1	89,33	48,97	<b>33,89</b>	33,89	89,33	37,9%
B12CE_2	78,65	43,70	<b>26,41</b>	26,41	78,65	33,6%

FONTE: O Autor (2021)

Exceto a viga A10CE\_1, onde o parâmetro limitante é a deflexão, todas as demais são limitadas pela abertura de fissuras, podendo-se dizer que todas as vigas são limitadas por parâmetros de serviço.

Em vigas usuais de concreto armado o processo de cálculo consiste primeiramente em fazer o dimensionamento ao momento fletor considerando o Estado Limite Último, seguido pela determinação da quantidade de estribos necessária para resistir ao esforço cortante. Posteriormente, sob a atuação da combinação de serviço são feitas verificações para a abertura de fissuras e deformações. Na Tabela 30 observa-se que a carga limitante, nesse caso a de serviço, para as vigas reforçadas com aço é relativamente próxima da carga última. Dessa forma é adequado o dimensionamento ao momento fletor e esforço cortante e posterior verificação quanto aos parâmetros de serviço, uma vez que a combinação de serviço produz esforços menores que a combinação última.

Nas vigas reforçadas com BFRP os parâmetros de serviço foram atingidos sob ação de cargas que variaram entre 21,6% e 42,5% da carga última. Dessa forma, embora a resistência última das vigas reforçadas com BFRP seja em alguns casos superior às vigas reforçadas com aço, o limite de serviço é atingido sob ação de cargas muito menores. Assim, caso nas vigas em BFRP seja seguido o mesmo processo de cálculo das vigas em aço, com dimensionamento quanto ao momento fletor e ao esforço cortante e posterior verificação quanto à deformação e abertura de fissuras,

esse processo não produzirá resultados satisfatórios.

Supõe-se que uma viga reforçada com BFRP seja dimensionada ao momento fletor e esforço cortante considerando o Estado Limite Último. Quando da verificação do Estado Limite de Serviço, muito provavelmente a viga não irá atender, uma vez que a carga necessária para se atingir o Estado Limite de Serviço é muito inferior à carga de ruptura.

Dessa forma, com base no resultado dos ensaios realizados, conclui-se que a melhor alternativa para o cálculo de vigas utilizando BFRP como reforço é dimensionar em relação ao Estado Limite de Serviço e verificar em relação ao Estado Limite Último.

relação ao dimensionamento no Estado Limite de Serviço é mais adequado atender primeiramente aos parâmetros de abertura de fissura, uma vez que as equações previstas nas normativas preveem relativamente bem. O deslocamento, conforme já mostrado, tende a ser subestimado pelas normativas. Em relação ao Estado Limite Último deve-se atentar para o cálculo adequado da bitola e espaçamento dos estribos. No que se refere ao momento fletor, dificilmente a viga não irá atender, pois a resistência última do BFRP é bastante elevada.

As recomendações acima citadas são aplicáveis à elementos similares aos que foram ensaiados, com relação altura:vão pequena e biapoiadas. Mais estudos se fazem necessários levando-se em consideração o tamanho dos elementos, condições de carregamento, relações altura:vão diferentes, bem como a consideração de vigas contínuas.



## 6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Este capítulo trata dos comparativos entre os resultados obtidos experimentalmente com os resultados numéricos. Para isso, foram desenvolvidos modelos em elementos finitos não lineares utilizando o software DIANA versão 10.3 (TNO DIANA BV, 2019). Foram testados diversos modelos constitutivos e tipos de elementos, sendo selecionados os mais adequados para utilização nas vigas objeto do estudo.

Na sequência, serão apresentadas as peculiaridades do modelo numérico desenvolvido, como as propriedades dos materiais, tipos de elementos, modelos constitutivos, características da malha, passo de carga, etc. Por fim, são comparados os resultados numéricos com os experimentais.

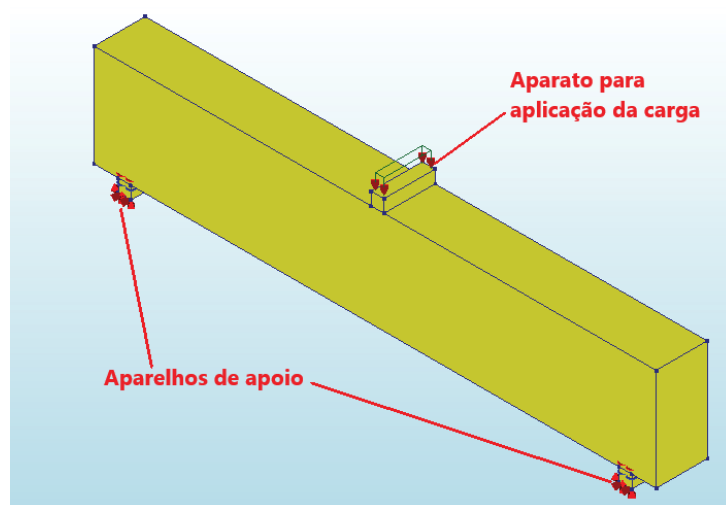
### 6.1 MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS

#### 6.1.1 Geometria

Os protótipos das vigas de concreto possuem 1100 mm de comprimento total, 100 mm de base, 200 mm de altura e 980 mm de vão. No modelo numérico, os aparatos em aço para aplicação da carga e apoios foram feitos em seção quadrada de 25 mm x 25 mm e comprimento de 100 mm. É importante salientar que, nos ensaios, tanto os suportes da viga quanto o aparato de aplicação da carga são circulares, com uma pequena área de contato. O tamanho de 25 mm utilizado no modelo foi determinado através de diversos testes realizados no software, tendo sido verificado que aparatos menores que 25mm provocam rupturas prematuras decorrentes de concentração de tensões no concreto, já acima de 25mm não há variação da carga última e a ruptura é mais condizente com o verificado experimentalmente.

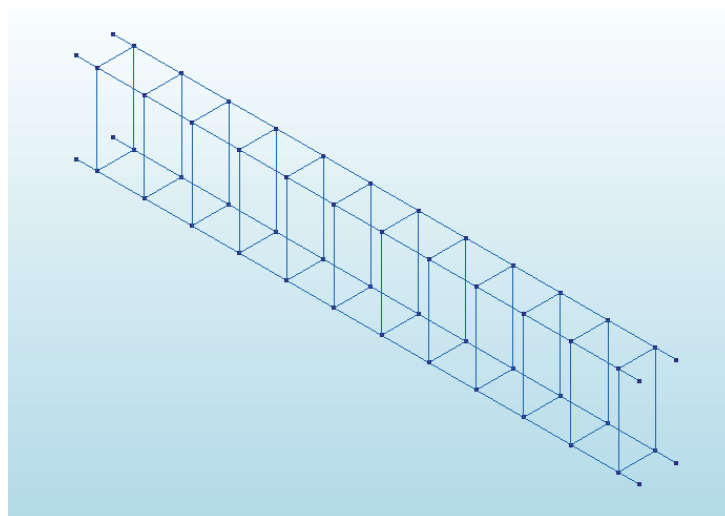
Na face inferior dos aparatos de apoio, foram restringidas as translações nas direções X, Y e Z. Para evitar o surgimento de esforços horizontais na viga em decorrência das restrições nos apoios foram inseridos elementos de interface com módulo de elasticidade transversal muito baixo, permitido o deslizamento da viga em relação ao apoio no plano horizontal. A carga, por sua vez, é aplicada no aparato sobre a viga através de deslocamento prescrito. A Figura 107 apresentada uma vista da geometria do modelo, enquanto que na Figura 108 são mostradas as barras constituintes do reforço.

FIGURA 107 – GEOMETRIA DO MODELO NUMÉRICO



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 108 – REFORÇO INTERNO DAS VIGAS NO MODELO NUMÉRICO



FONTE: O Autor (2021)

#### 6.1.2 Parâmetros dos materiais e modelos constitutivos

Na Tabela 31 são apresentadas as propriedades dos materiais. Para fins de comparação com o resultado dos ensaios experimentais, os modelos numéricos para as diferentes configurações de vigas foram desenvolvidos utilizando-se a resistência média do concreto.

TABELA 31 – Propriedades dos materiais

Parâmetro	Valor
Resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ )	26,256 MPa
Resistência à tração do concreto ( $f_{tk}$ )	3,177 MPa
Energia de fratura na tração do concreto ( $G_f$ )	0,131 N/mm
Energia de fratura na compressão do concreto ( $G_{fc}$ )	32,864 N/mm
Módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ )	24,082 GPa
Módulo de elasticidade do BFRP $\phi 4$ mm ( $E_f$ )	52,27 GPa
Módulo de elasticidade do BFRP $\phi 8$ mm ( $E_f$ )	52,27 GPa
Módulo de elasticidade do BFRP $\phi 10$ mm ( $E_f$ )	52,58 GPa
Módulo de elasticidade do BFRP $\phi 12$ mm ( $E_f$ )	51,53 GPa
Módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ )	210 GPa
Coeficiente de Poisson concreto ( $\nu$ )	0,2
Coeficiente de Poisson aço dos apoios ( $\nu$ )	0,3

FONTE: O Autor (2021)

A resistência à tração ( $f_{tk}$ ), bem como o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) foram obtidos através das correlações apresentadas no ACI 318-19 (2019). A energia de fratura na tração ( $G_f$ ) foi calculada de acordo com o fib Model Code 2010 (2013), já a energia de fratura na compressão ( $G_{fc}$ ) foi obtida de acordo com o trabalho de Nakamura e Higai (2001), onde é prescrito que  $G_{fc} = 250G_f$ . O módulo de elasticidade do BFRP ( $E_f$ ) com diâmetros de 8 mm, 10 mm e 12 mm foram obtidos através de ensaios apresentados pelo fornecedor, mostrados nas Tabelas 4, 5 e 6. Para os estribos com diâmetro de 4 mm, como não há resultados de ensaios, adotou-se o mesmo valor do módulo de elasticidade da barra com diâmetro mais próximo, ou seja de 8 mm. O coeficiente de Poisson para o concreto e o aço dos aparelhos de apoio foram adotados seguindo-se, respectivamente, as disposições contidas na ABNT NBR 6118:2014 (2014) e ABNT NBR 8800:2008 (2008).

Para representar o comportamento do concreto, foi adotado no software DIANA (TNO DIANA BV, 2019) um modelo que permite a consideração de dano no concreto através da fissuração com um modelo baseado em deformações totais, tratado no software como *Total strain based crack model*. Esse tipo de modelo para o concreto permite que a peça fissurada seja tratada como contínua. No caso da viga, quando a carga é aplicada existe uma deformação nas regiões inferior e superior da peça. Na região inferior tracionada as deformações provocam o surgimento de fissuras. Para que a peça seja idealizada como contínua, a fissura deve estar "preenchida com um material",

para que isso ocorra, a deformação total é dividida entre a parcela relativa ao concreto íntegro entre as fissuras e a deformação na fissura propriamente dita. Somando-se essas duas parcelas tem-se a deformação total no sólido (ROTS; BLAAUWENDRAAD, 1989). A decomposição das deformações permite que, para obtenção das tensões, seja utilizado no concreto íntegro o módulo de elasticidade longitudinal  $E$  e transversal  $G$  originais, e nas fissuras utilizam-se módulos de elasticidade multiplicados por fatores de redução, para dessa forma considerar a danificação na peça e a consequente perda de rigidez.

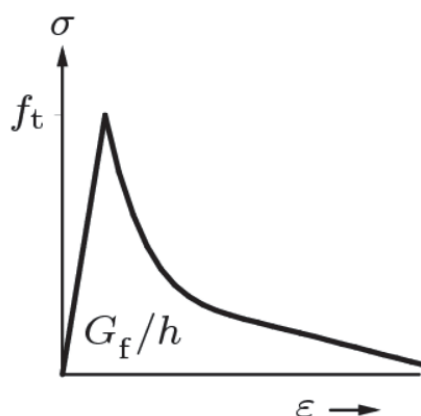
O modelo de deformação total considera a ideia de fissuras espalhadas ao longo da peça, chamado no inglês de *smeared crack*. No conceito de *smeared crack*, existem três tipos de classificação das fissuras, que podem ser fixas (*fixed*), rotacionais (*rotating*) ou rotacionais e fixas (*rotating to fixed*), sendo que as classificações estão relacionadas com a orientação das fissuras. A fissura classificada como *fixed* é aquela em que a orientação é fixa durante todo o processo computacional, enquanto que na *rotating* a orientação das fissuras rotaciona em função da direção da deformação principal. Já a fissura classificada como *rotating to fixed* é um intermediário entre os dois conceitos (ROTS; BLAAUWENDRAAD, 1989).

No conceito de fissuras *fixed* e *rotating to fixed*, como a direção da fissura não está alinhada com a direção da deformação principal, é necessário inserir um parâmetro relativo ao cisalhamento, denominado *shear retention*. O *shear retention* é um fator de minoração do módulo de elasticidade transversal  $G$ , ou seja, está relacionado com a magnitude da transferência de tensões de cisalhamento através da fissura. No conceito *rotating* como a direção da fissura está alinhada com a direção principal de deformação, não é necessário inserir parâmetros relativos ao cisalhamento. O último conceito é atrativo do ponto de vista da engenharia, uma vez que é suficiente apresentar a relação tensão - deformação para as direções principais, sem necessidade de recorrer à teorias abstratas (ROTS; BLAAUWENDRAAD, 1989).

De acordo com manual do usuário do software, o conceito *rotating* já vem sendo aplicado há um bom tempo no modelos constitutivos do concreto mostrando-se adequado para estruturas em concreto armado (TNO DIANA BV, 2019). Já para vigas em FRP, o conceito *rotating* foi utilizado no trabalho de Qapo, Dirar e Jemaa (2016) com resultados satisfatórios. Assim sendo, no presente trabalho todos os modelos foram implementados utilizando o conceito *rotating* para orientação das fissuras.

Em relação aos modelos constitutivos para o concreto, foram feitos diversos testes, sendo que a melhor combinação foi o modelo de Hordijk para a tração e parabólico na compressão. O modelo de Hordijk (Hordijk (1991)), mostrado na Figura 109 é constituído por um trecho linear até a tensão máxima de tração, seguido por um pós-pico do tipo *softening* com base na energia de fratura  $G_f$ .

FIGURA 109 – MODELO CONSTITUTIVO DE HORDIJK PARA O CONCRETO NA TRAÇÃO

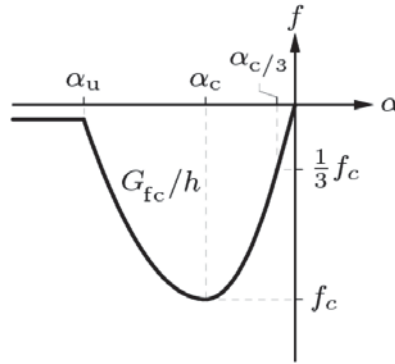


FONTE: Adaptado de (TNO  
DIANA BV, 2019)

A energia de fratura na tração é representada pela área abaixo do digrama tensão - deformação no trecho pós-pico. Para a distribuição de fissuras do tipo *smeared crack* a fratura é distribuída numa largura a partir da fissura, chamada de *bandwidth*. Dessa forma a energia de fratura é liberada em função dessa largura, fazendo com que o refinamento da malha tenha influência no resultado (ROTS; BLAAUWENDRAAD, 1989). O software DIANA permite que o usuário especifique valores para a *bandwidth* ou então que sejam utilizadas funções pré-definidas. No modelo desenvolvido utilizou-se a função de Rots, onde a *bandwidth* é tomada como a raiz cúbica do volume do elemento.

Para o concreto na compressão, foi utilizado o modelo parabólico, mostrado na Figura 110. O mesmo é constituído por um trecho linear até o limite de 1/3 da resistência última, seguido por uma parábola de segundo grau até o resistência de pico. O pós pico também é uma parábola de segundo grau que tem como um dos parâmetros a energia de fratura na compressão  $G_{fc}$ . As expressões dos parâmetros utilizados e das curvas nos diferentes trechos são apresentadas nas Equações 6.1 a 6.4.

FIGURA 110 – MODELO CONSTITUTIVO PARABÓLICO PARA O CONCRETO NA COMPRESSÃO



FONTE: Adaptado de (TNO DIANA BV, 2019)

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E_c} \quad (6.1)$$

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E_c} \quad (6.2)$$

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_{fc}}{h f_c} \quad (6.3)$$

Na Equação 6.3  $h$  é o comprimento do elemento.

$$f = \begin{cases} -f_c \frac{1}{3} \frac{\alpha_j}{\alpha_{c/3}} & \text{se } \alpha_{c/3} < \alpha_j \leq 0 \\ -f_c \frac{1}{3} \left( 1 + 4 \left( \frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right) - 2 \left( \frac{\alpha_j - \alpha_{c/3}}{\alpha_c - \alpha_{c/3}} \right)^2 \right) & \text{se } \alpha_c < \alpha_j \leq \alpha_{c/3} \\ -f_c \left( 1 - \left( \frac{\alpha_j - \alpha_c}{\alpha_u - \alpha_c} \right)^2 \right) & \text{se } \alpha_u < \alpha_j \leq \alpha_c \\ 0 & \text{se } \alpha_j \leq \alpha_u \end{cases} \quad (6.4)$$

Na compressão considerou-se a redução da resistência do concreto em função da fissuração. Para isso utilizou-se a curva desenvolvida por Vecchio e Collins (1993), adotou-se uma redução máxima de 40% em relação à resistência à compressão original.

O comportamento do BFRP é adotado como elástico linear tanto na tração quanto na tração com o módulo de elasticidade apresentado na Tabela 31.

Para o aço, é considerado um modelo constitutivo composto por um diagrama bilinear. O trecho elástico possui módulo de elasticidade de 210 GPa e engloba o início

do carregamento até a tensão de escoamento. O segundo trecho compreende a porção entre a tensão de escoamento e a tensão última. Os valores para tensão de escoamento, tensão última e deformação última foram obtidos na literatura e apresentados na Tabela 8.

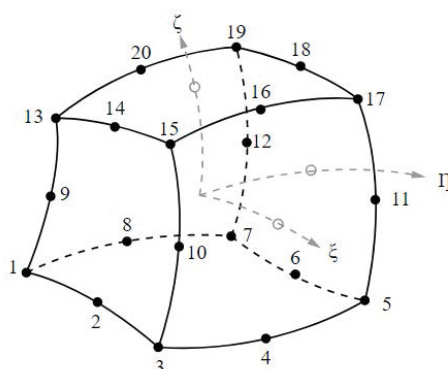
### 6.1.3 Elementos utilizados

Para o reforço da viga, tanto o aço quanto o BFRP foram tratados como (*embedded*), sem deslizamento entre a barra e o concreto. Os reforços do tipo (*embedded*) adicionam rigidez ao modelo em elementos finitos (TNO DIANA BV, 2019)

Na viga em concreto e nos suportes em aço foram utilizados os seguintes elementos:

- CHX60: elemento sólido isoparamétrico com 20 nós (Figura 111). Utilizado em grande parte da viga e dos suportes;
- CPY39: elemento sólido piramidal isoparamétrico com treze nós (Figura 112). Utilizando em pontos localizados para conformação da geometria;
- CTE30: elemento sólido tetraédrico isoparamétrico com dez nós (Figura 113). Utilizando em pontos localizados para conformação da geometria;
- CTP45: elemento sólido com formato de cunha isoparamétrico com quinze nós (Figura 114). Utilizado em pontos localizados para conformação da geometria;
- CQ48I: elemento de interface entre dois planos para modelos tridimensionais (Figura 115). Utilizado na interface entre a viga e os apoios.

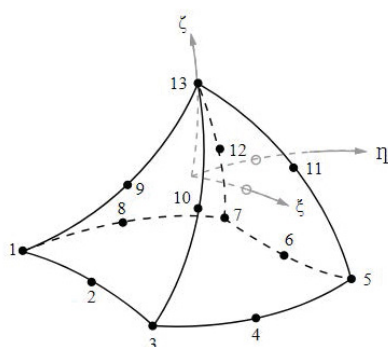
FIGURA 111 – ELEMENTO CHX60



FONTE: (TNO DIANA BV, 2019)

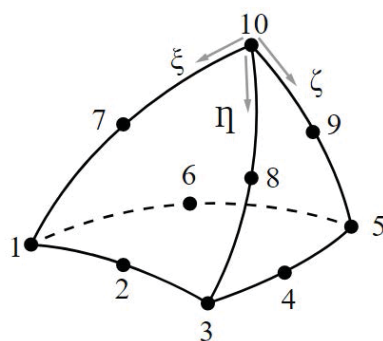


FIGURA 112 – ELEMENTO CPY39



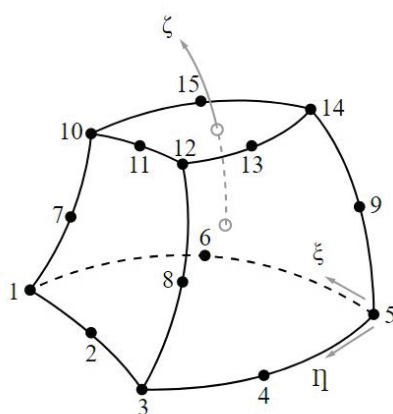
FONTE: (TNO DIANA BV, 2019)

FIGURA 113 – ELEMENTO CTE30



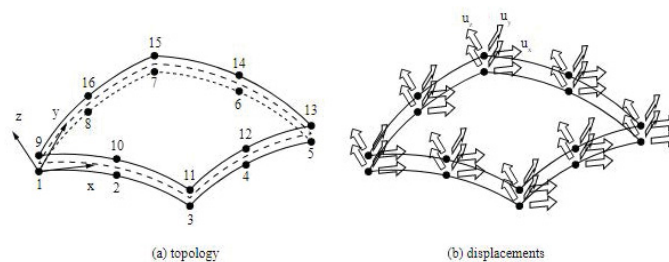
FONTE: (TNO DIANA BV, 2019)

FIGURA 114 – ELEMENTO CTP45



FONTE: (TNO DIANA BV, 2019)

FIGURA 115 – ELEMENTO CQ48I



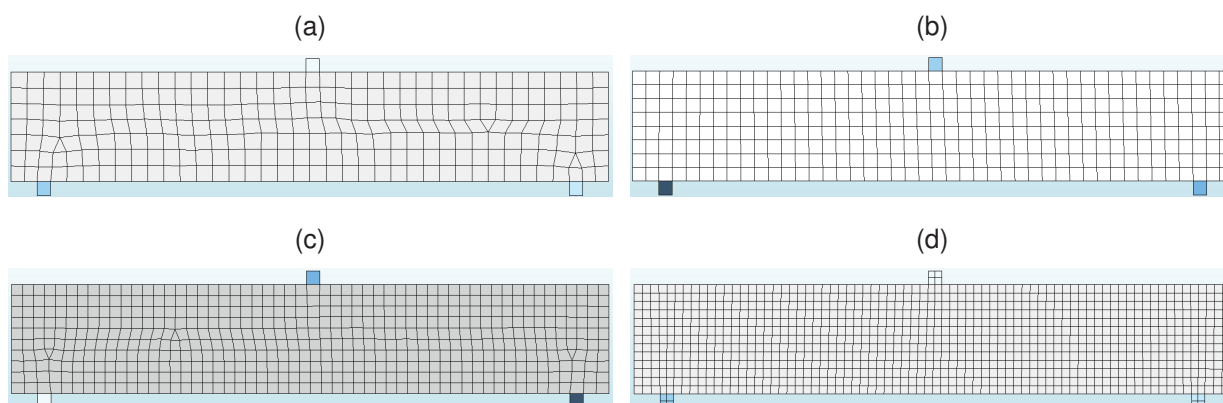
FONTE: (TNO DIANA BV, 2019)

#### 6.1.4 Sensibilidade da malha e do passo de carga

Realizou-se um estudo visando definir o passo de carga e densidade da malha mais adequados, buscando o melhor equilíbrio entre a resposta do modelo e tempo necessário para o processamento. Em virtude da quantidade de elementos estudadas, foram escolhidas para análise da malha e passo de carga as vigas com bitolas intermediárias, ou seja, de 10 mm, sendo uma com estribo (B10CE) e outra sem estribo (B10SE).

Para avaliação da sensibilidade do modelo foram analisados quatro passos de carga constantes, por controle de deslocamentos, e quatro densidades de malha diferentes. Os passos de carga analisados foram de 0,4 mm, 0,3 mm, 0,2 mm e 0,1 mm, já para a malha foram definidos elementos com tamanhos de 30 mm, 25 mm, 20 mm e 15 mm. No caso da malha, é indicado o tamanho desejado dos elementos, todavia existem algumas variações tendo em vista que o software define automaticamente o tamanho dos elementos para adequar à geometria. Na Figura 116 são mostradas as densidades de malha analisadas.

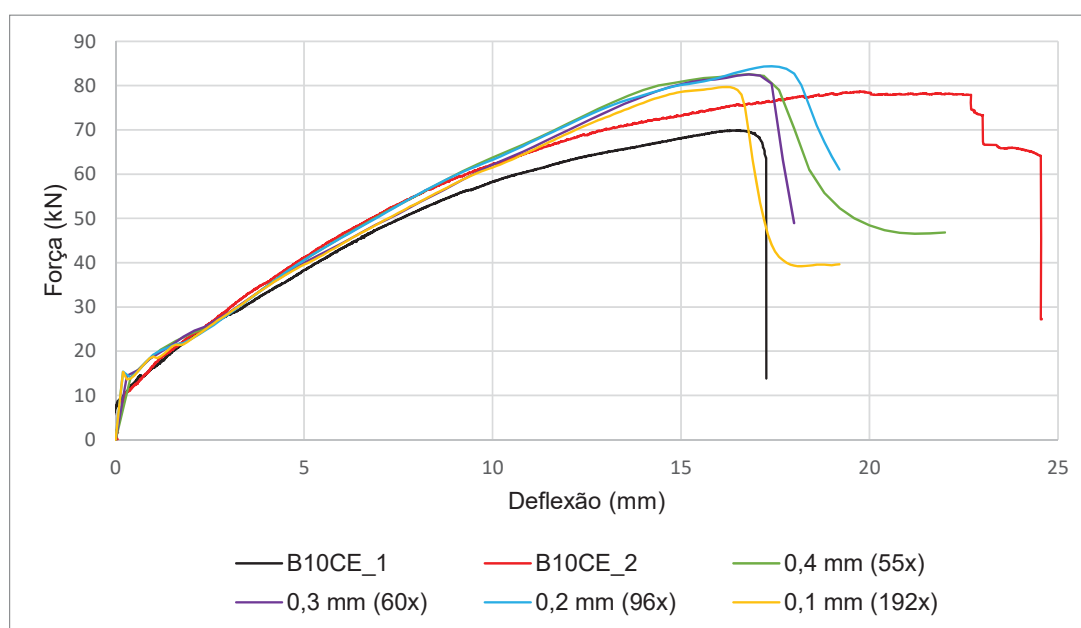
FIGURA 116 – DENSIDADE DA MALHA: (a) ELEMENTOS COM 30 MM, (b) ELEMENTOS COM 25 MM, (c) ELEMENTOS COM 20 MM, (d) ELEMENTOS COM 15 MM



FONTE: O Autor (2021)

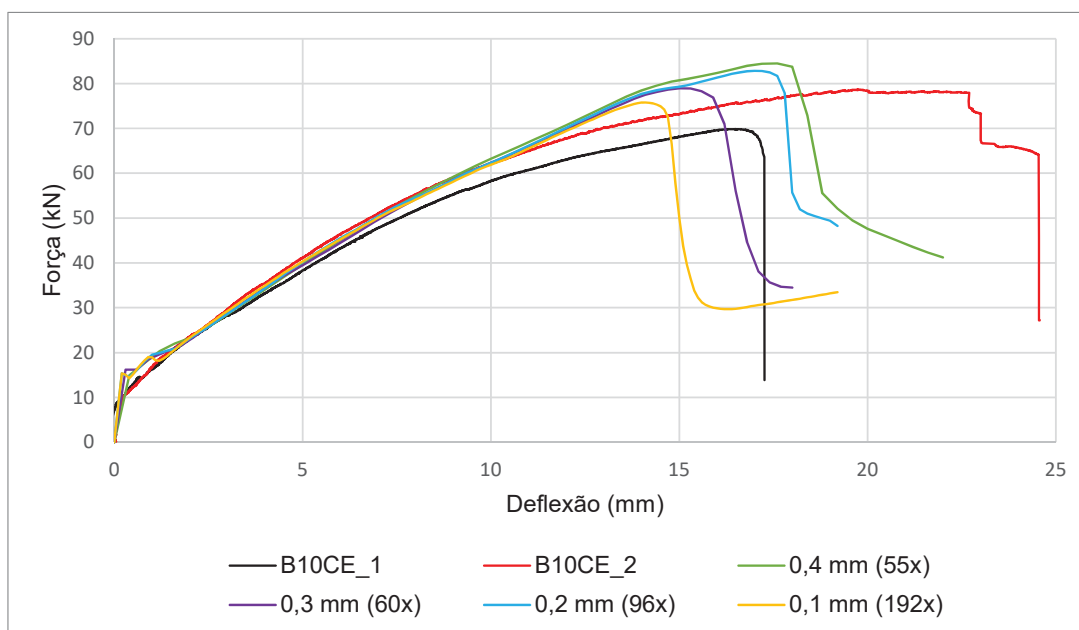
Nas Figuras 117 a 120 é feita, para a viga com estribos (B10CE) a avaliação da influência do passo de carga (incremento de deslocamento) em um mesmo tamanho de malha. Na legenda é apresentado o passo de carga utilizado, e entre parênteses a quantidade de vezes que o deslocamento foi aplicado. Já nas Figuras 121 a 124 é avaliada a influência do tamanho da malha no mesmo passo de carga.

FIGURA 117 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 30 MM PARA A VIGA B10CE



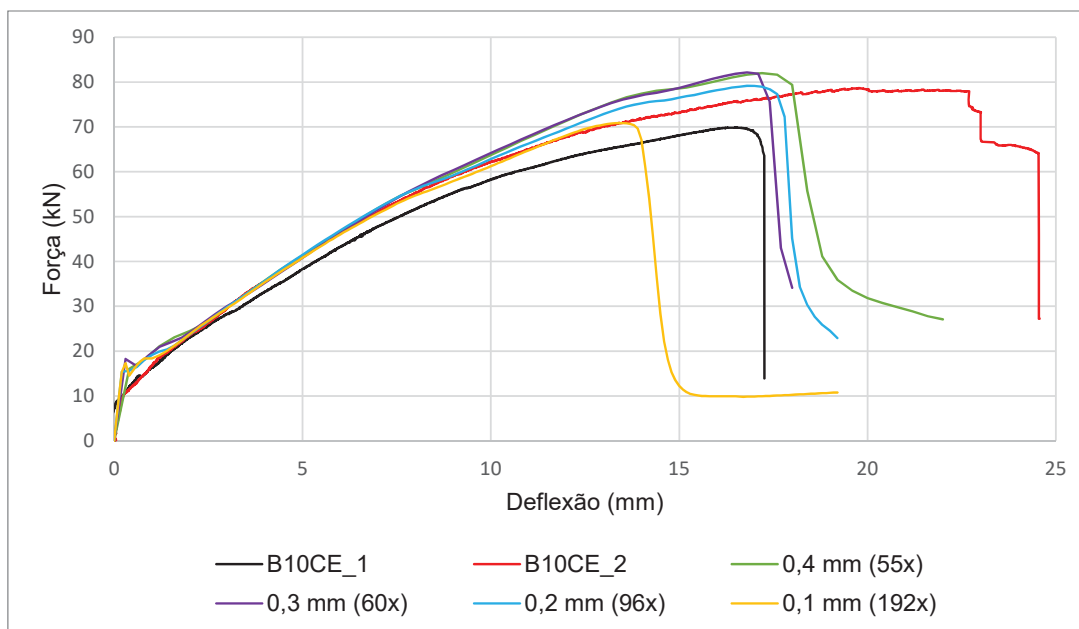
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 118 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 25 MM PARA A VIGA B10CE



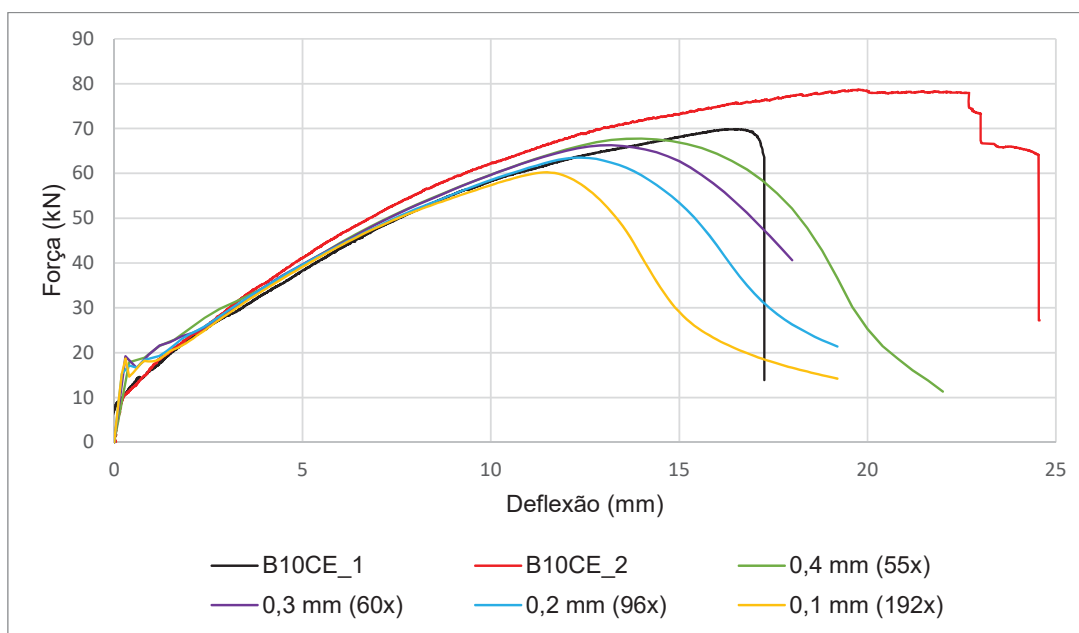
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 119 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 20 MM PARA A VIGA B10CE



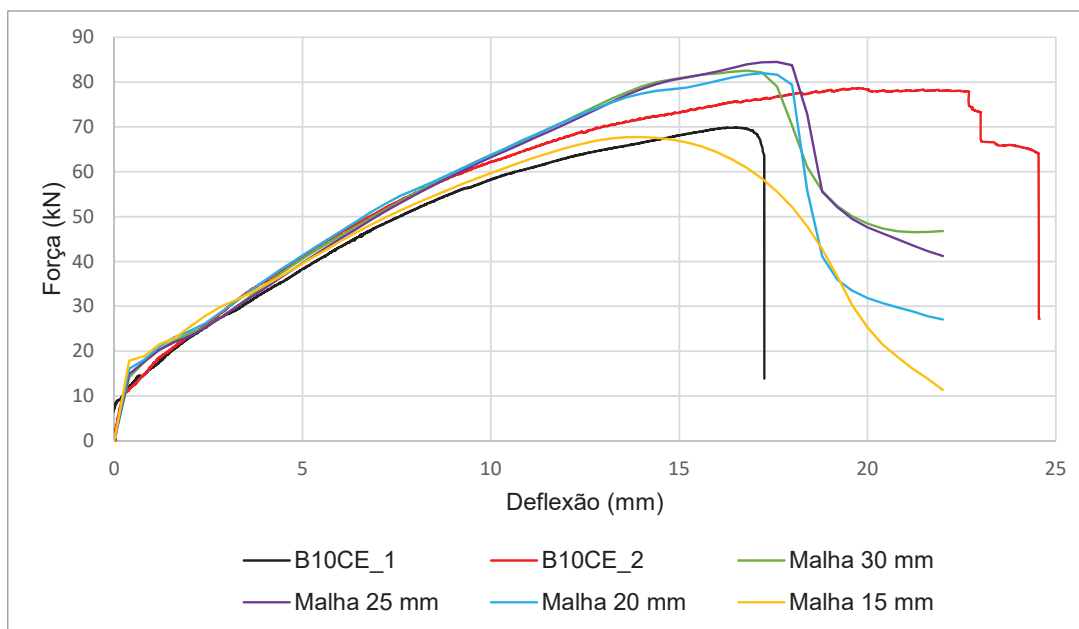
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 120 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 15 MM PARA A VIGA B10CE



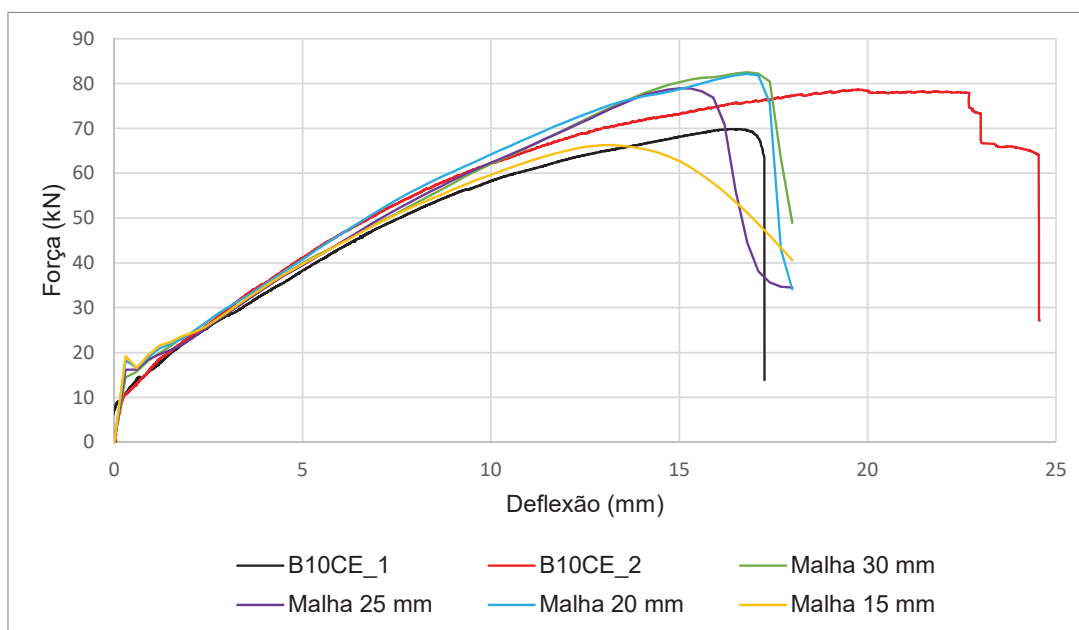
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 121 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,4 MM PARA A VIGA B10CE



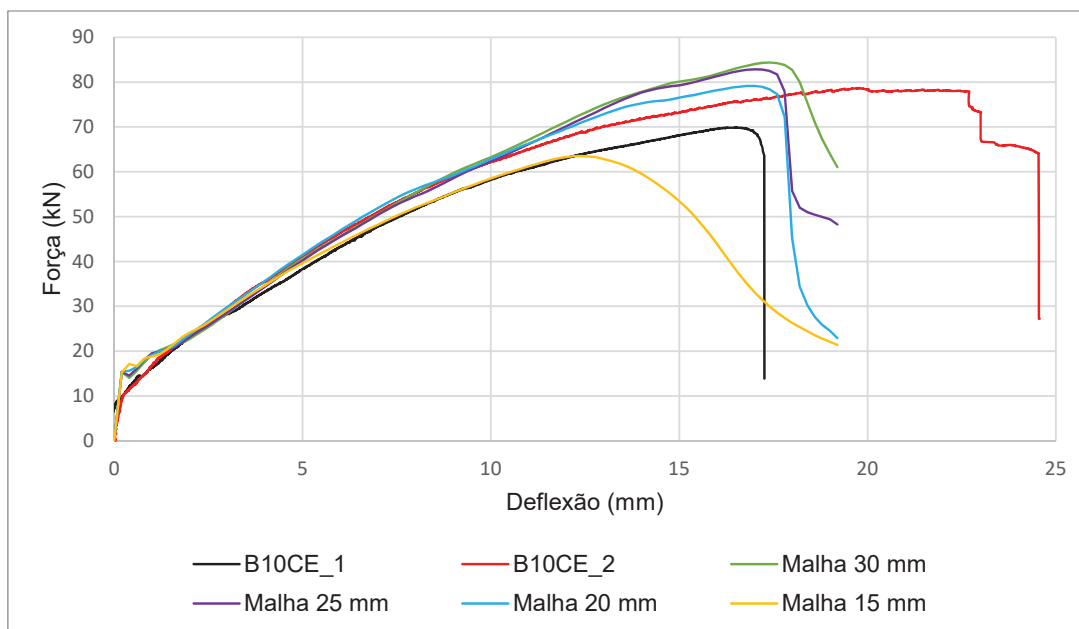
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 122 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,3 MM PARA A VIGA B10CE



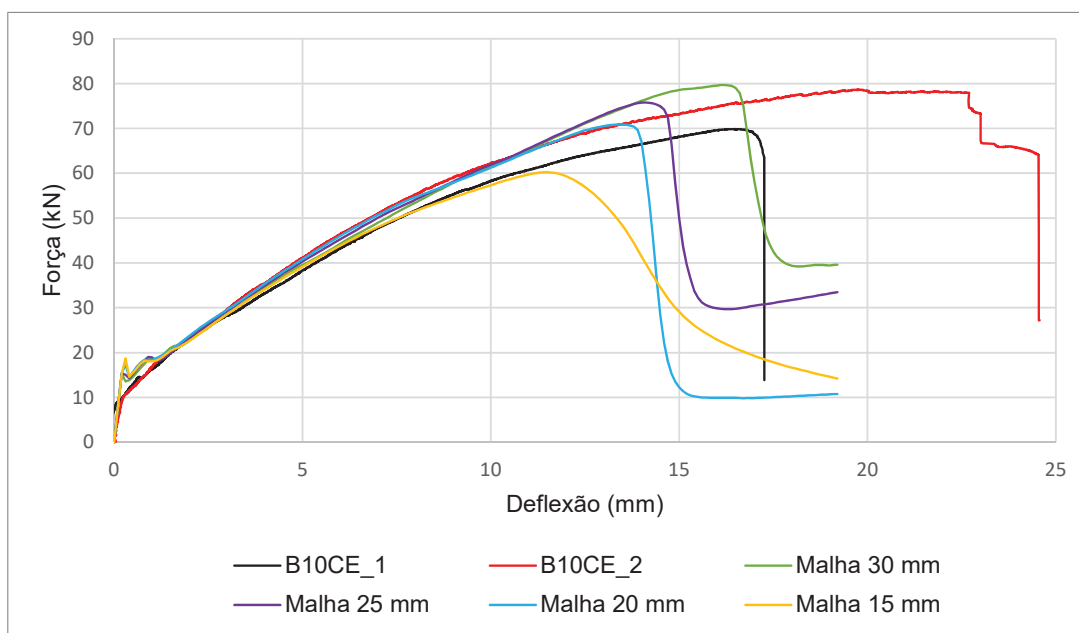
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 123 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,2 MM PARA A VIGA B10CE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 124 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,1 MM PARA A VIGA B10CE



FONTE: O Autor (2021)

Na Tabela 32 é apresentada a variação da resposta em termos de carga e deslocamento últimos, bem como o tempo para processamento.



TABELA 32 – Resumo dos resultados obtidos com a variação do tamanho da malha e do passo de carga para a viga B10CE

<b>Tamanho da malha (mm)</b>	<b>Passo de carga (mm)</b>	<b>Tempo de processamento</b>	<b>Carga de pico (kN)</b>	<b><math>\Delta P</math> (kN)</b>	<b>Deslocamento na carga de pico (mm)</b>
30	0,4	00:09:46	82,59	-	16,8
	0,3	00:08:47	82,53	-0,05	16,8
	0,2	00:14:04	84,38	1,79	17,4
	0,1	00:27:57	79,69	-2,90	16,2
25	0,4	00:13:46	84,50	-	17,6
	0,3	00:14:56	78,95	-5,56	15,0
	0,2	00:23:36	82,85	-1,65	17,0
	0,1	00:49:16	75,78	-8,72	14,1
20	0,4	00:28:17	82,00	-	17,2
	0,3	00:30:17	82,16	0,16	16,8
	0,2	00:50:35	79,15	-2,85	17,0
	0,1	01:42:09	70,87	-11,14	13,4
15	0,4	01:15:43	67,77	-	14,0
	0,3	01:20:35	66,28	-1,48	13,2
	0,2	02:08:56	63,51	-4,26	12,4
	0,1	04:30:19	60,25	-7,52	11,5

FONTE: O Autor (2021)

Para a viga B10CE, nas malhas com 30 mm, 25 mm e 20 mm não é possível observar uma tendência de aumento ou redução da carga e deflexão últimas para os passos de carga de 0,4 mm, 0,3 mm e 0,2 mm. Contudo, o passo de carga de 0,1 mm apresenta carga e deformação últimas menores que os demais. No caso da malha de 15 mm, há uma tendência da redução da carga e deslocamento últimos à medida que o passo de carga é reduzido.

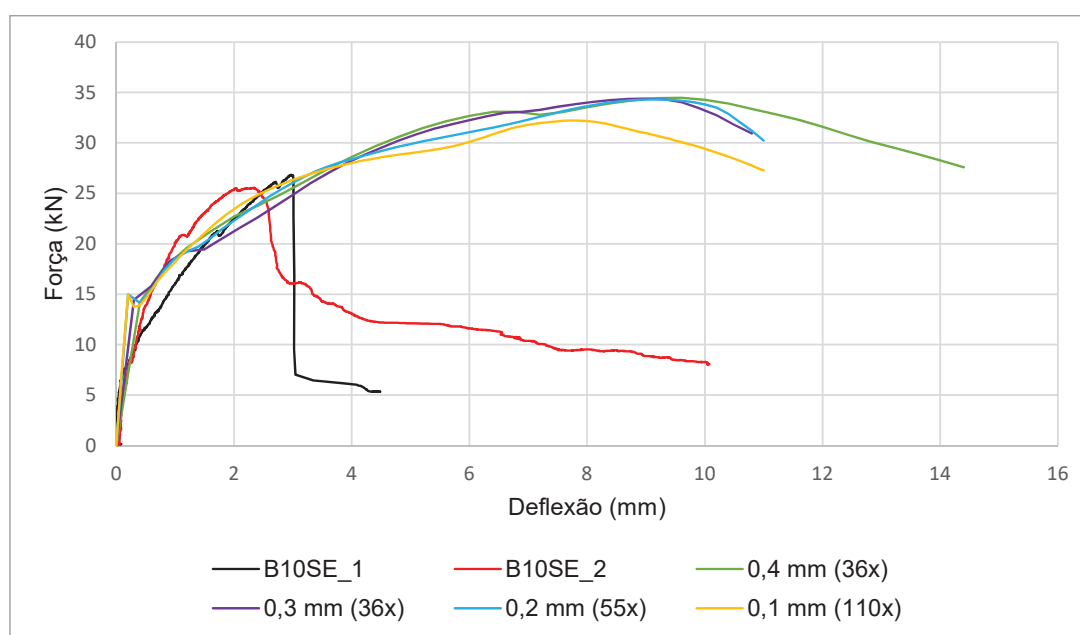
De maneira geral a malha de 15 mm apresenta carga e deflexão menores que as demais configurações testadas. Além disso, observa-se uma queda mais suave após o pico. Isso ocorre pois na malha de 15 mm as rupturas acontecem no apoio, independentemente do passo de carga, e diferente das demais configurações de malha, onde a ruptura ocorre no meio do vão da região superior, conforme observado nos ensaios.

Observou-se que as malhas de 30 mm, 25 mm e 20 mm apresentam um

resultado estável para os passos de carga de 0,4 mm, 0,3 mm e 0,2 mm. Já a malha de 15 mm, para todos os passos de carga, e o passo de carga 0,1 mm, para todas as malhas, apresentam carga e deflexão últimas menores, destoando das demais configurações.

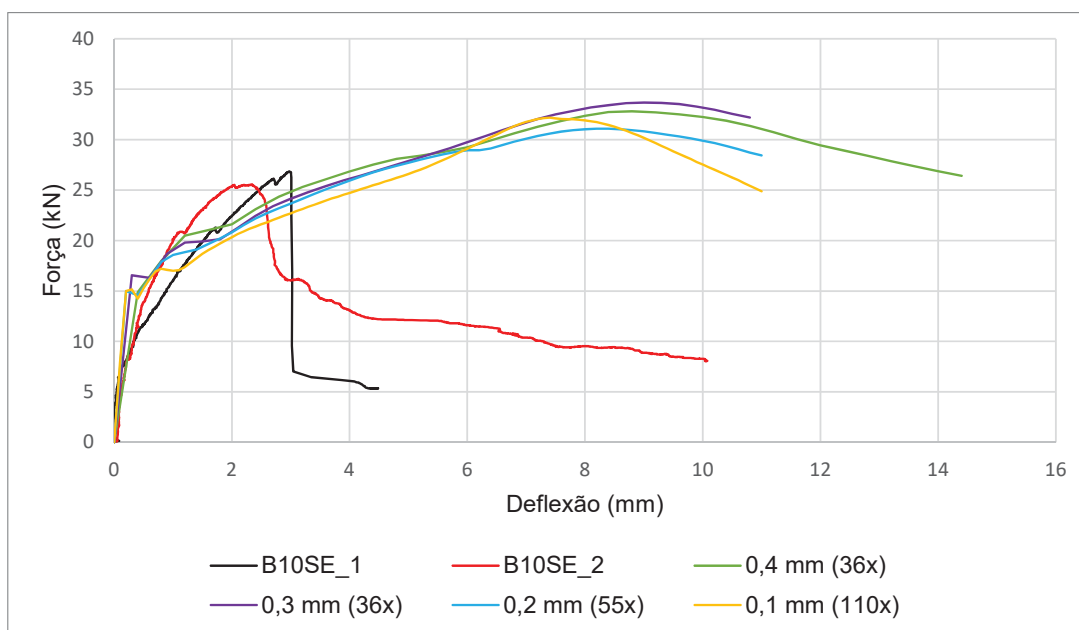
Para as vigas sem estribos (B10SE), nas Figuras 125 a 128 é feita a avaliação da influência do passo de carga (incremento de deslocamento) no mesmo tamanho de malha. Seguindo a mesma apresentação utilizada anteriormente, a legenda mostra o passo de carga utilizado, que é constante em cada análise, e entre parênteses a quantidade de vezes que o deslocamento foi aplicado. Nas Figuras 129 a 132 é avaliada a influência do tamanho da malha no mesmo passo de carga. Na Tabela 33 são feitos os comparativos em termos de carga e deslocamento últimos, bem como o tempo para processamento.

FIGURA 125 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 30 MM PARA A VIGA B10SE



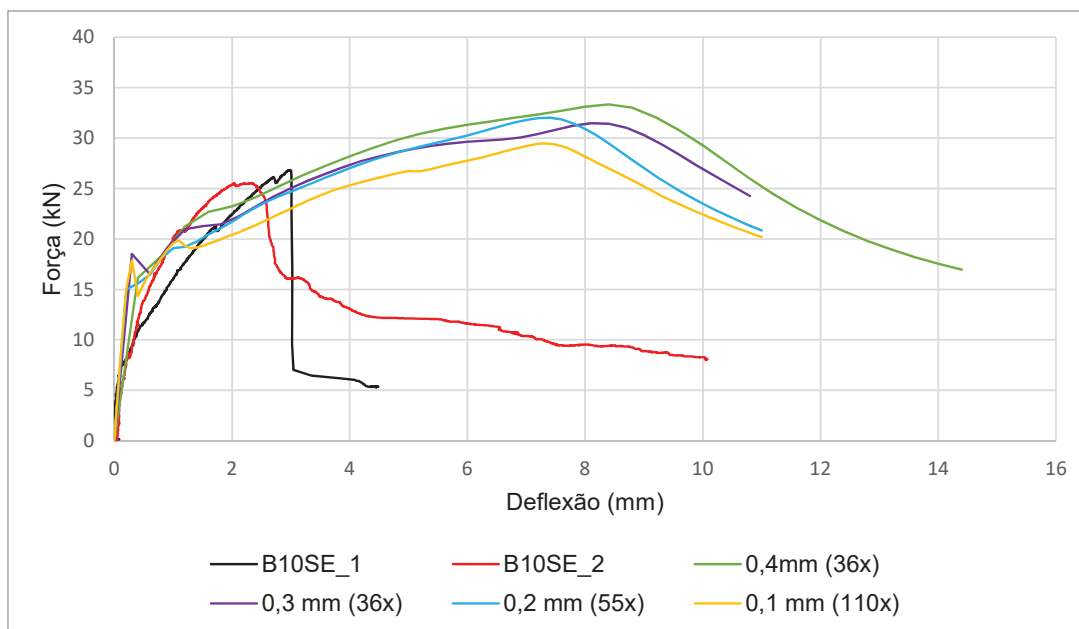
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 126 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 25 MM PARA A VIGA B10SE



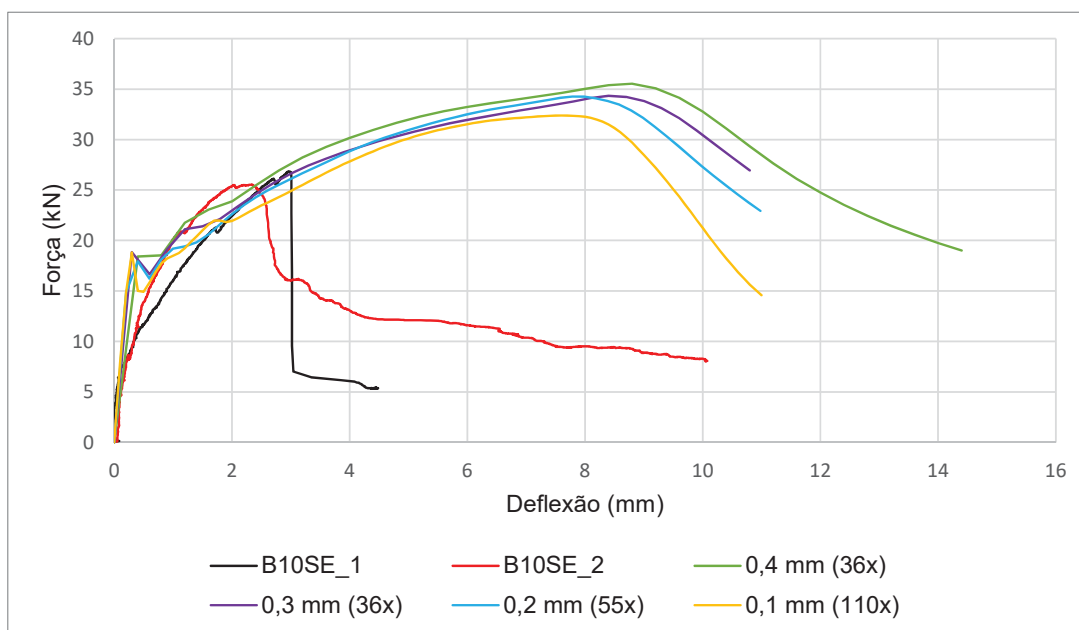
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 127 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 20 MM PARA A VIGA B10SE



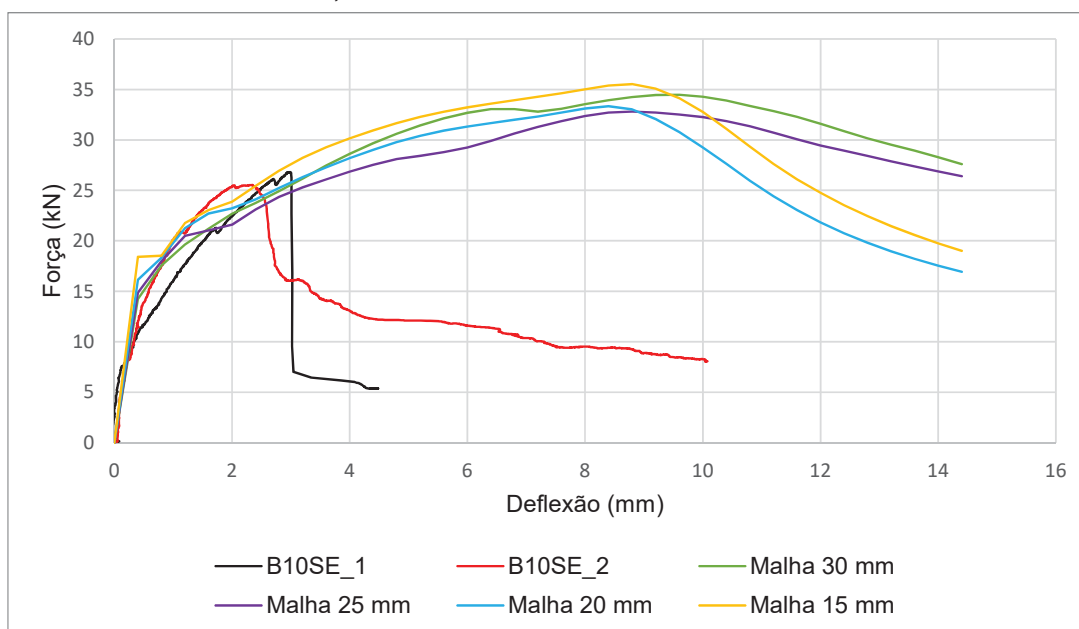
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 128 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO PASSO DE CARGA NA MALHA COM 15 MM PARA A VIGA B10SE



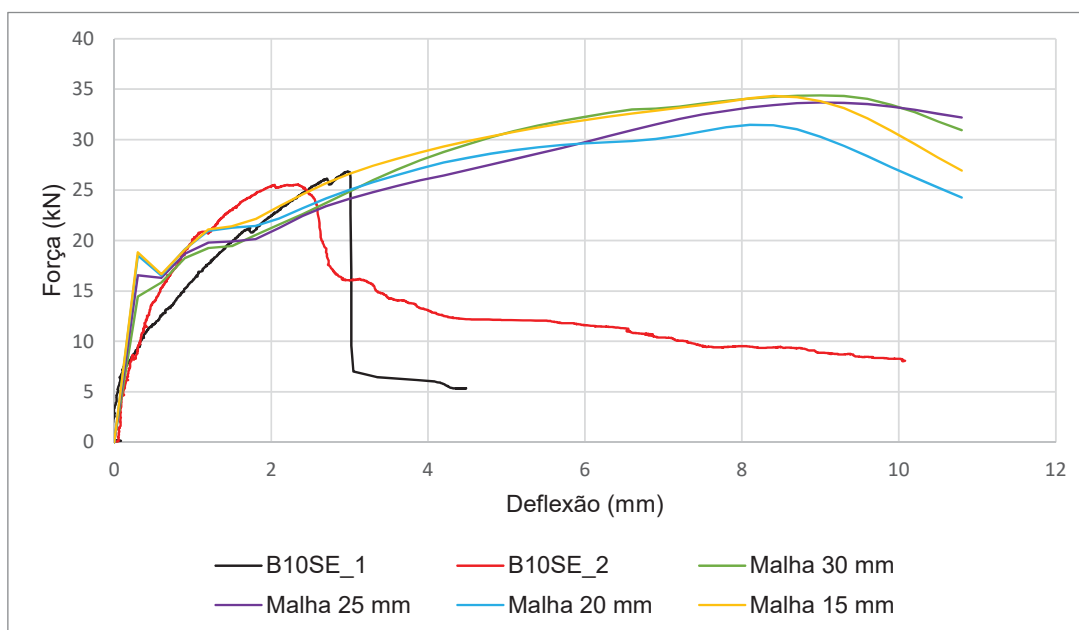
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 129 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,4 MM PARA A VIGA B10SE



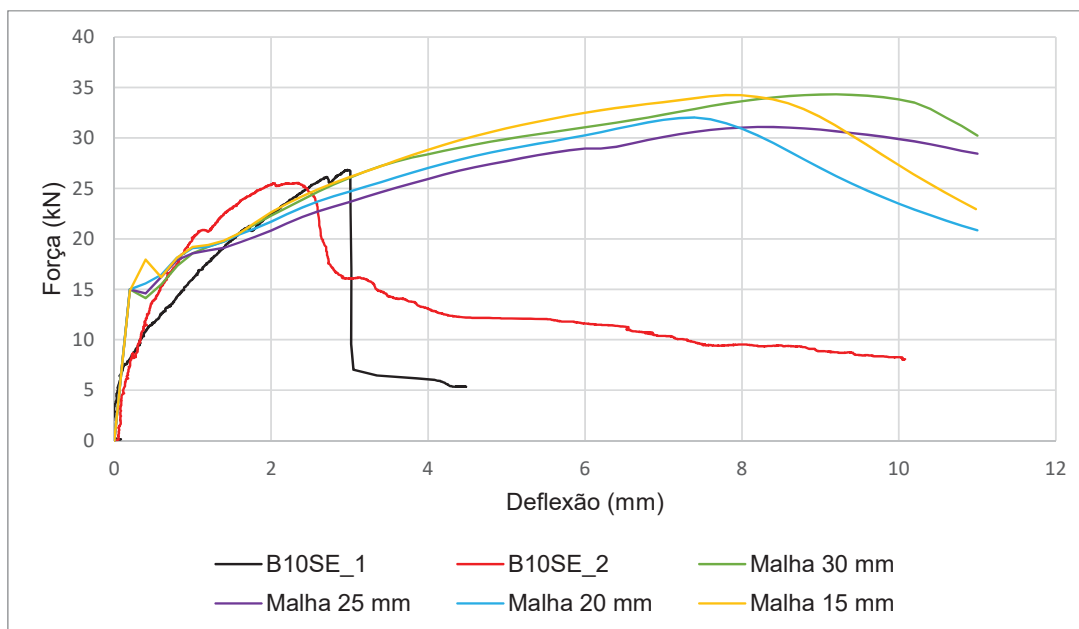
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 130 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,3 MM PARA A VIGA B10SE



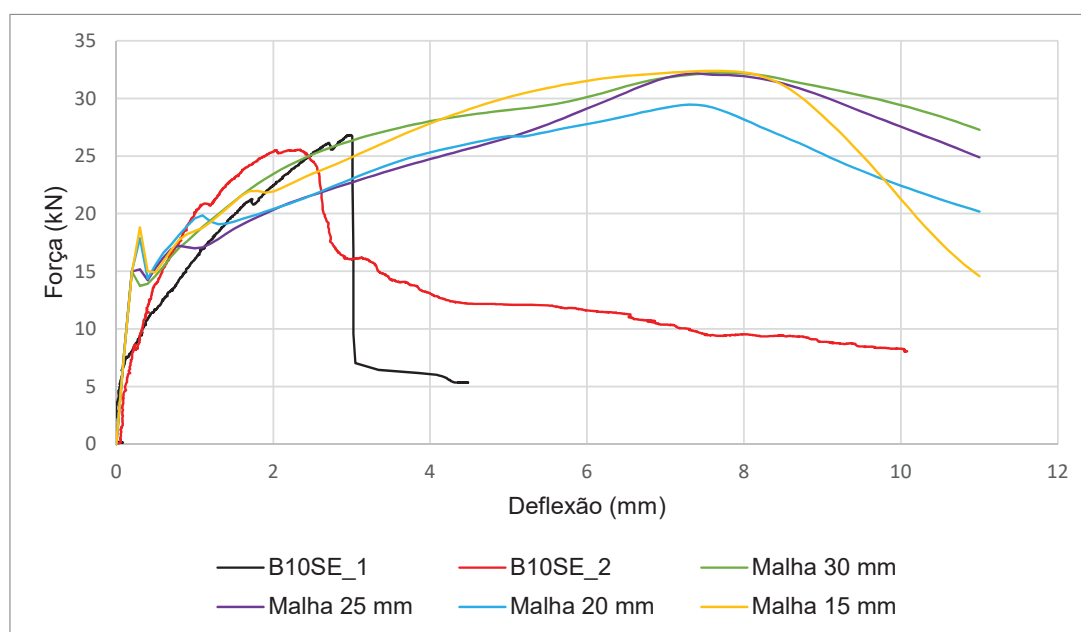
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 131 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,2 MM PARA A VIGA B10SE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 132 – INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TAMANHO DA MALHA NO PASSO DE CARGA DE 0,1 MM PARA A VIGA B10SE



FONTE: O Autor (2021)

TABELA 33 – Resumo dos resultados obtidos com a variação do tamanho da malha e do passo de carga para a viga B10SE

Tamanho da malha (mm)	Passo de carga (mm)	Tempo de processamento	Carga de pico (kN)	$\Delta P$ (kN)	Deslocamento na carga de pico (mm)
30	0,4	00:05:12	34,48	-	9,6
	0,3	00:05:10	34,39	-0,09	9,0
	0,2	00:07:40	34,33	0,15	9,2
	0,1	00:15:20	32,22	-2,25	7,8
25	0,4	00:08:58	32,81	-	8,8
	0,3	00:08:51	33,68	0,87	9,0
	0,2	00:13:10	31,09	-1,72	8,2
	0,1	00:26:15	32,18	-0,63	7,4
20	0,4	00:17:56	33,34	-	8,4
	0,3	00:17:45	31,47	-1,87	8,1
	0,2	00:26:43	32,03	0,56	7,4
	0,1	00:53:41	29,47	-3,88	7,3
15	0,4	00:49:55	35,53	-	8,8
	0,3	00:53:26	34,33	-1,20	8,4
	0,2	01:27:59	34,26	-1,27	7,8
	0,1	02:42:14	32,38	-3,15	7,6

FONTE: O Autor (2021)

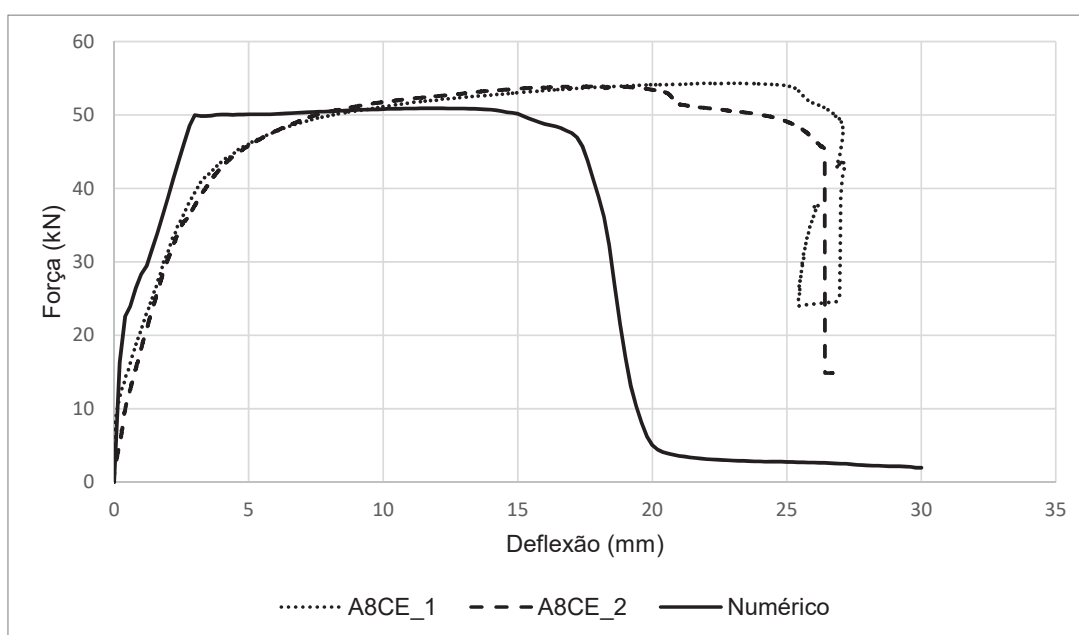
Assim como para as vigas B10CE, nas vigas B10SE observa-se que nas malhas de 30 mm, 25 mm e 25 mm para os passos de carga de 0,4mm, 0,3 mm e 0,2 mm não há relação direta entre variação da malha e passo de carga com a resposta do modelo. Já o passo de carga de 0,1 mm, dentro do mesmo tamanho de malha, apresenta sempre os menores valores de carga e deslocamento últimos. No caso da malha de 15 mm observa-se claramente a diminuição da carga e deslocamento últimos com a redução do passo de carga.

Ponderando o tempo de processamento, estabilidade do resultado, visualização das fissuras, deformações e deslocamentos, é adotado para análise de todas as vigas no presente trabalho, tanto com ou sem estribos, uma malha com 20 mm e passo de carga de 0,2 mm.

## 6.2 RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO

Na sequência são apresentados os comparativos entre os resultados numéricos com os experimentais em termos de carga e deflexão últimas. Os gráficos das vigas reforçadas com aço são mostradas nas Figuras 133 a 136. Já para aquelas reforçadas com BFRP, os comparativos são feitos nas Figuras 137 a 142.

FIGURA 133 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8CE

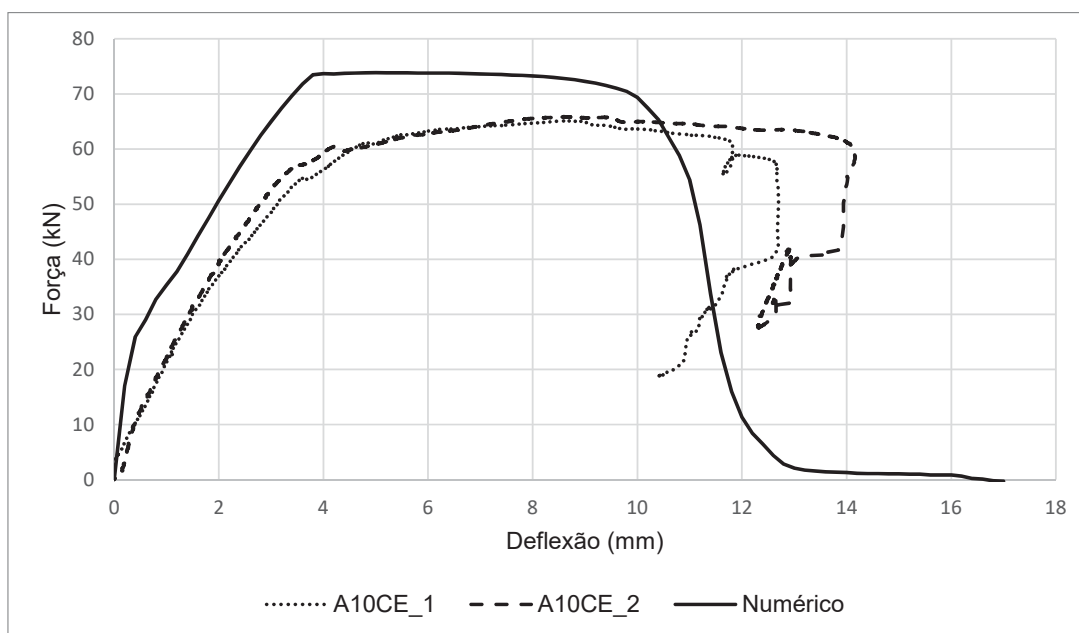


FONTE: O Autor (2021)

Para as vigas A8CE, em relação à carga última, pode-se dizer que o modelo numérico apresentou boa previsibilidade, com uma diferença em torno de 7%. Em relação à deflexão no ponto de carga última, o valor numérico foi menor que o experimental. Todavia, é importante salientar que a máxima carga ocorre após o aço atingir escoamento, sendo que a carga permanece praticamente constante. A partir do ponto de escoamento, um incremento relativamente pequeno na carga pode provocar grandes variações na deflexão, isso explica a discrepância entre o modelo numérico e o experimental.



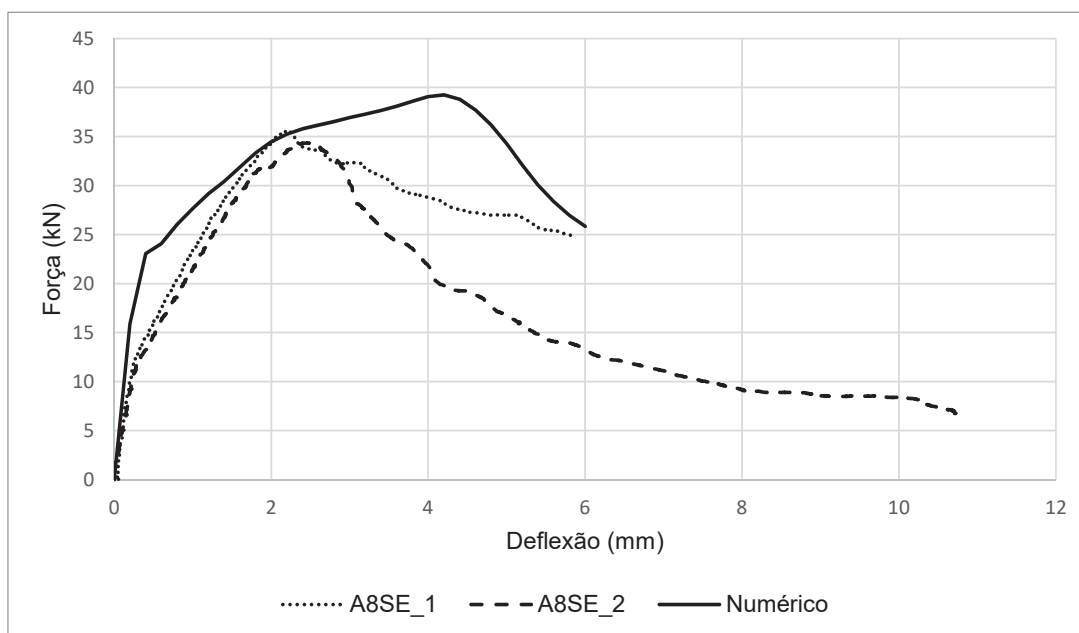
FIGURA 134 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10CE



FONTE: O Autor (2021)

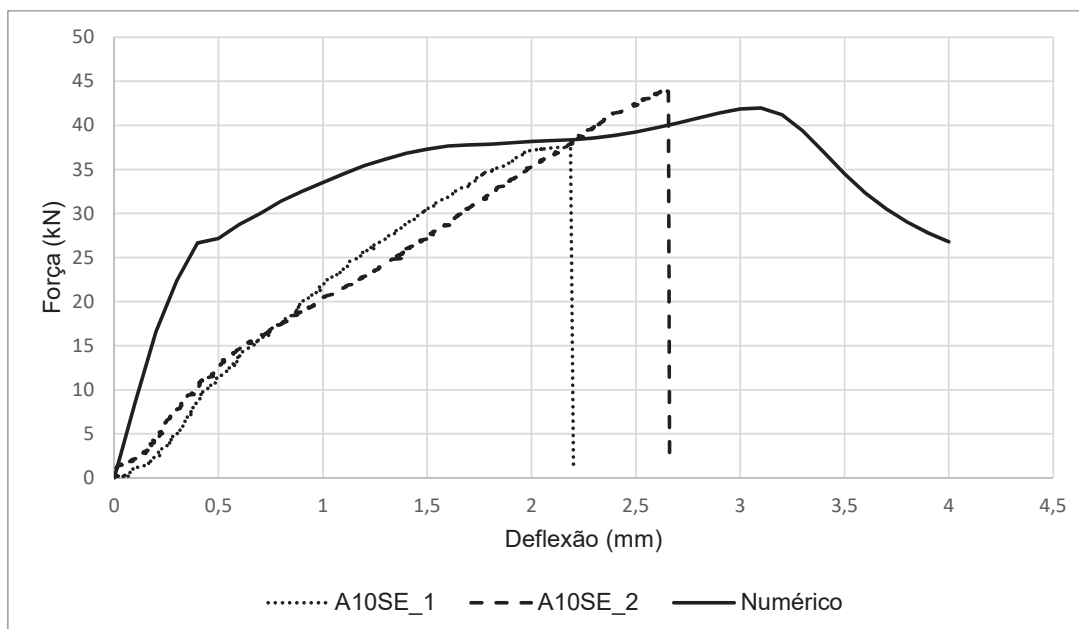
No caso das vigas A10CE, a carga obtida no modelo numérico é maior que os valores experimentais. Na questão das deflexões, observa-se a mesma tendência das vigas A8CE, onde a máxima carga no modelo numérico ocorre sob uma deflexão menor que o observado experimentalmente. Em relação à discrepância entre a carga máxima numérica e experimental, como não foram realizados ensaios de caracterização no aço, pode ser que o aço utilizado possuísse uma tensão de escoamento menor que a adotada no modelo.

FIGURA 135 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8SE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 136 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10SE



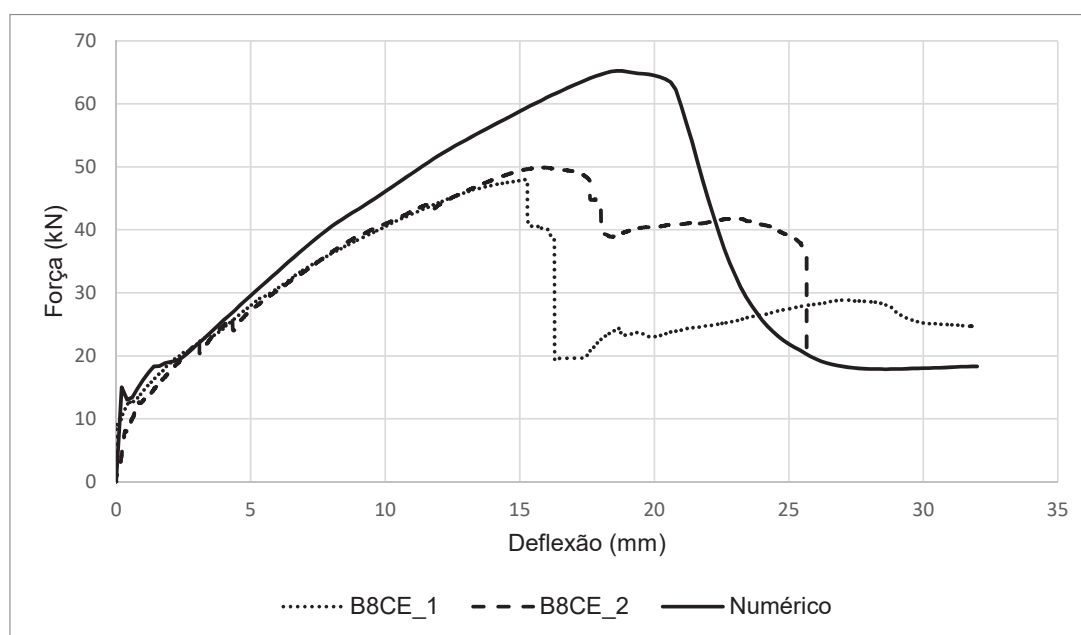
FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas de aço sem estribos, para a carga última, o modelo numérico superestimou a capacidade resistente nas vigas A8SE, já para as vigas A10SE, pode-se

dizer que o modelo numérico apresentou bons resultados comparado com o resultado experimental. Na questão das deflexões, em ambas as configurações, A8SE e A10SE, o modelo numérico previu uma deflexão de ruptura maior que o observado experimentalmente, contudo, para as vigas com barras de 10 mm a diferença é menor. Observou-se que para a viga com maior rigidez, no caso a A10SE o modelo numérico apresentou resultados melhores.

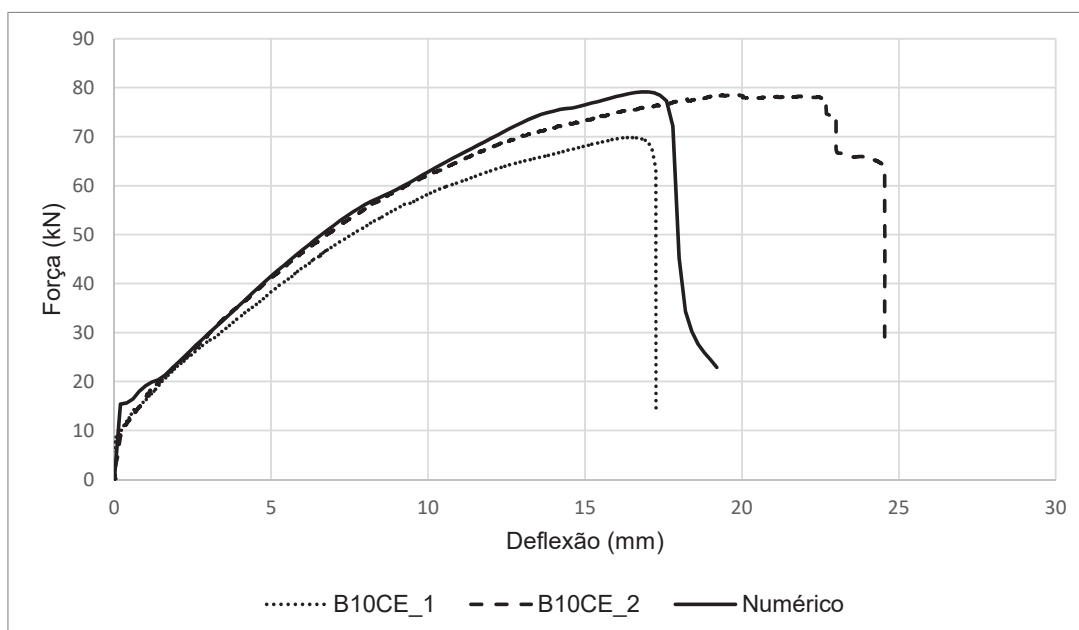
Na Figura 136, nota-se uma discrepância relativamente grande entre os modelos numéricos e experimental. Uma das possíveis causas desse comportamento são erros de medição nos experimentos e valores de entrada no modelo numérico. Nas vigas sem estribos a deflexão necessária para romper a viga é pequena. Na Figura 136 percebe-se que a maior diferença ocorre no trecho inicial até 0,5mm de deflexão. Na fase inicial do experimento ocorrem acomodações da viga, dos apoios e do aparato de carga, o que não acontece no modelo numérico. Tais acomodações podem resultar em uma deflexão medida maior que a real, causando a diferença observada. Outro fator que pode ter influenciado são os valores de entrada do modelo numérico, que foram iguais para todas as vigas, tanto as reforçadas com BFRP quanto com aço. Como o comportamento é diferente para vigas sem estribos e com estribos, com reforço em BFRP e em aço, eventualmente seriam necessárias modificações em parâmetros, como por exemplo a danificação do concreto, energia de fratura, modelos constitutivos, etc., para assim obter uma melhor semelhança entre os modelos numérico e experimental.

FIGURA 137 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8CE



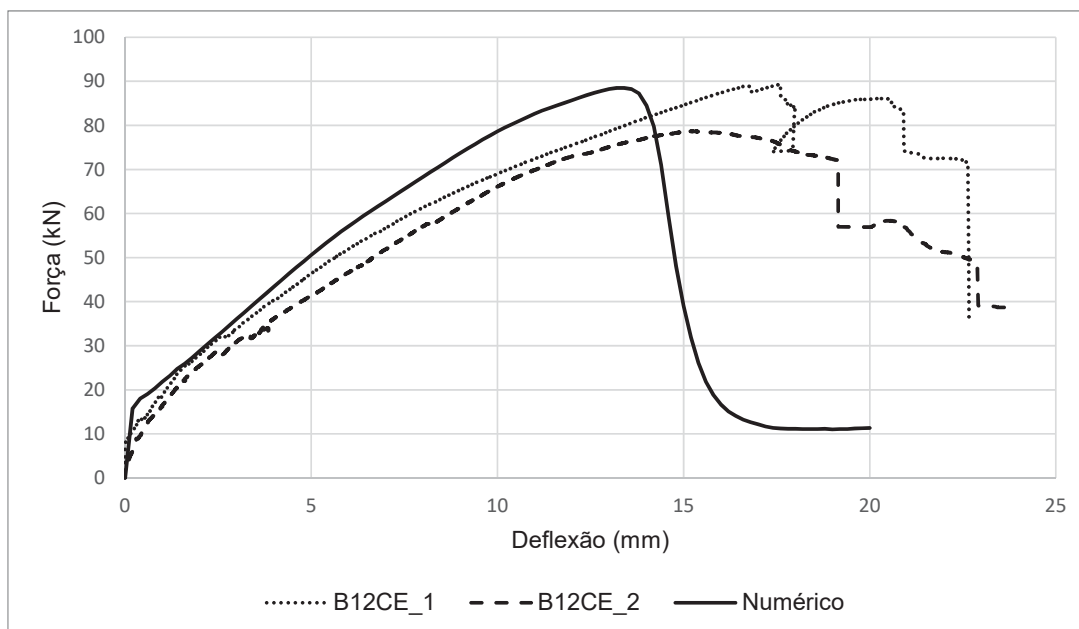
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 138 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10CE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 139 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12CE

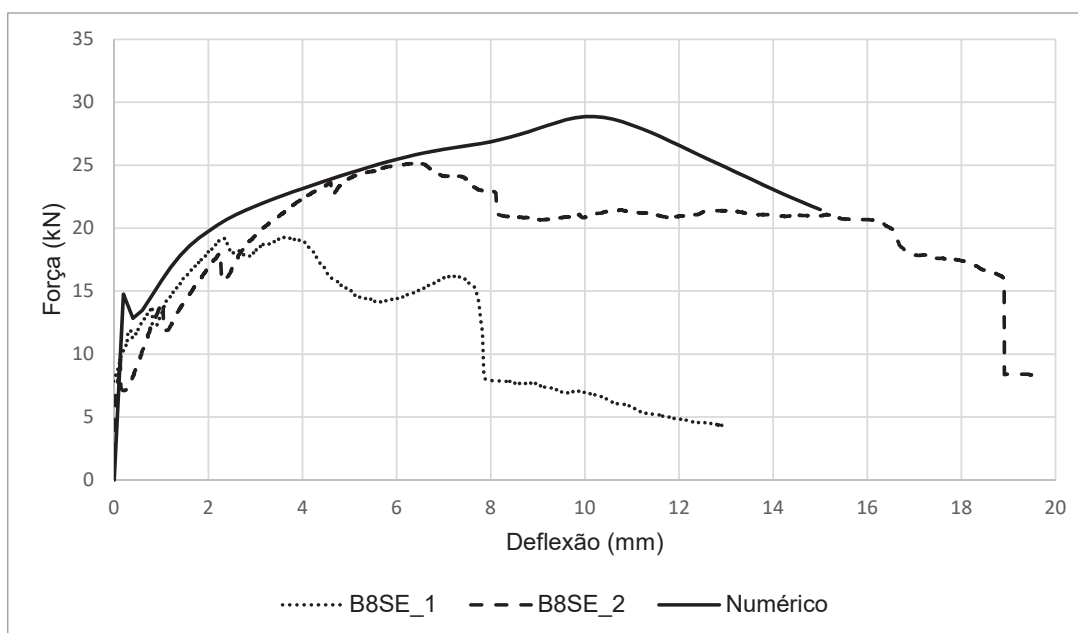


FONTE: O Autor (2021)

Para as vigas de BFRP com estribos o modelo numérico apresentou carga última e deflexão superiores ao experimental para a viga B8CE. Já para as vigas

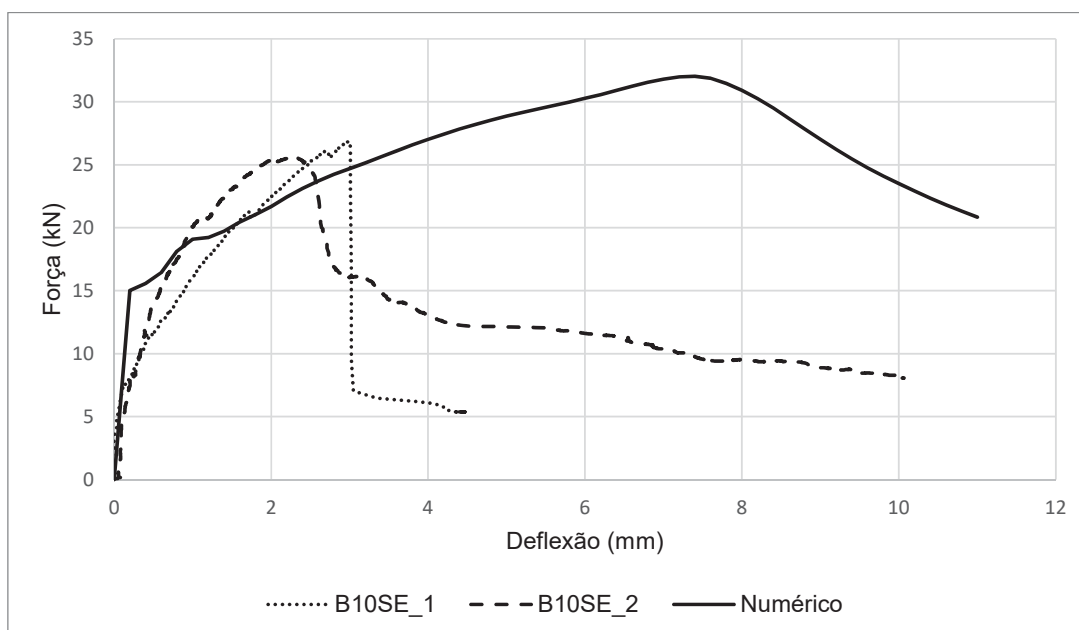
B10CE e B12CE pode-se dizer que o modelo numérico apresentou bons resultados em termos de carga última. Na questão da deflexão, para a viga B10CE existe boa correlação entre o modelo numérico e experimental, contudo, na viga B12CE o modelo numérico tende a subestimar a deflexão última. Todavia, de uma maneira geral, para os elementos com maior rigidez, notadamente as vigas B10CE e B12CE o modelo numérico apresentou bons resultados.

FIGURA 140 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8SE



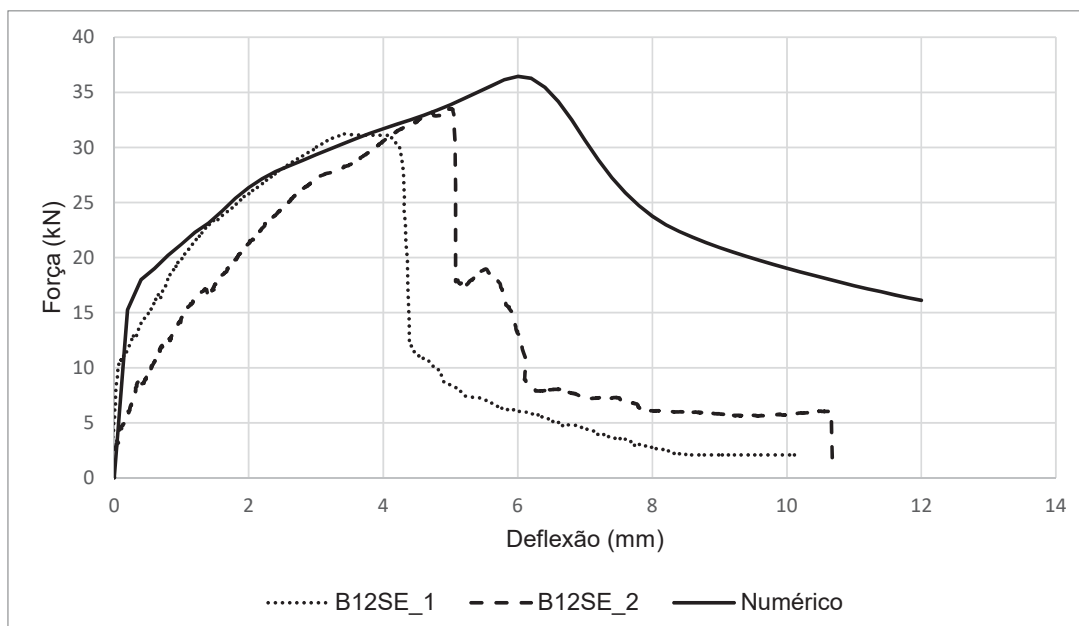
FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 141 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10SE



FONTE: O Autor (2021)

FIGURA 142 – COMPARATIVO DA RELAÇÃO CARGA - DEFLEXÃO NUMÉRICA COM A EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12SE



FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas de BFRP sem estribos, o modelo numérico superestimou a resistência última e a deflexão em todos os elementos analisados. Nas vigas reforçadas com

barras de 8 mm, o modelo numérico ficou um pouco mais próximo da resposta experimental da viga B8SE\_2, mesmo assim, o modelo numérico superestimou a capacidade de ambas as vigas. Para as vigas reforçadas com barras de 10 mm, comparando-se com as vigas com barras de 8mm, houve uma melhora na resposta do modelo numérico no quesito carga resistente, porém em termos de deflexão os valores numéricos não foram adequados. As vigas reforçadas com barras de 12 mm e sem estribos foram as que apresentaram os melhores resultados no comparativo entre os modelos numérico e experimental. Assim como observado nas vigas reforçadas com aço e sem estribos, as vigas reforçadas com BFRP com rigidez superior (maior bitola), apresentaram melhores resultados.

Na Tabela 34, complementado os dados expostos através das figuras, são apresentados os comparativos entre os valores experimentais (índice *exp*) e numéricos (índice *num*) em termos de carga última ( $P_u$ ) e a respectiva deflexão sob ação dessa carga ( $\delta_u$ ).

TABELA 34 – Comparativo dos resultados numéricos com os experimentais

Viga	$P_{u-exp}$ (kN)	$P_{u-num}$ (kN)	$\frac{P_{u-exp}}{P_{u-num}}$	$\delta_{u-exp}$ (mm)	$\delta_{u-num}$ (mm)	$\frac{\delta_{u-exp}}{\delta_{u-num}}$
A8CE_1	54,31	50,89	1,07	22,83	12,00	1,90
A8CE_2	53,90	50,89	1,06	17,83	12,00	1,49
A8SE_1	35,63	39,26	0,91	2,20	4,20	0,52
A8SE_2	34,35	39,26	0,87	2,45	4,20	0,58
A10CE_1	65,07	73,86	0,88	8,76	5,00	1,75
A10CE_2	65,85	73,86	0,89	8,33	5,00	1,67
A10SE_1	37,50	41,96	0,89	2,14	3,10	0,69
A10SE_2	43,90	41,96	1,05	2,64	3,10	0,85
B8CE_1	47,98	65,23	0,74	15,24	18,60	0,82
B8CE_2	49,90	65,23	0,76	15,82	18,60	0,85
B8SE_1	19,28	28,86	0,67	3,66	10,20	0,36
B8SE_2	25,16	28,86	0,87	6,44	10,20	0,63
B10CE_1	69,84	79,15	0,88	16,47	17,00	0,97
B10CE_2	78,63	79,15	0,99	19,77	17,00	1,16
B10SE_1	26,82	32,03	0,84	2,98	7,40	0,40
B10SE_2	25,54	32,03	0,80	2,34	7,40	0,32
B12CE_1	89,33	88,50	1,01	17,60	13,40	1,31
B12CE_2	78,65	88,50	0,89	15,18	13,40	1,13
B12SE_1	31,22	36,44	0,86	3,44	6,00	0,57
B12SE_2	33,50	36,44	0,92	4,98	6,00	0,83

FONTE: O Autor (2021)

### 6.3 MODO DE FALHA E PADRÃO DE FISSURAÇÃO

Nas Figuras 143 a 152 são mostrados os comparativos entre o padrão de fissuração no modelo numérico face ao observado experimentalmente. As imagens do modelo numérico são relativas à deformação na direção principal e indicam os pontos de ocorrência de fissuras.

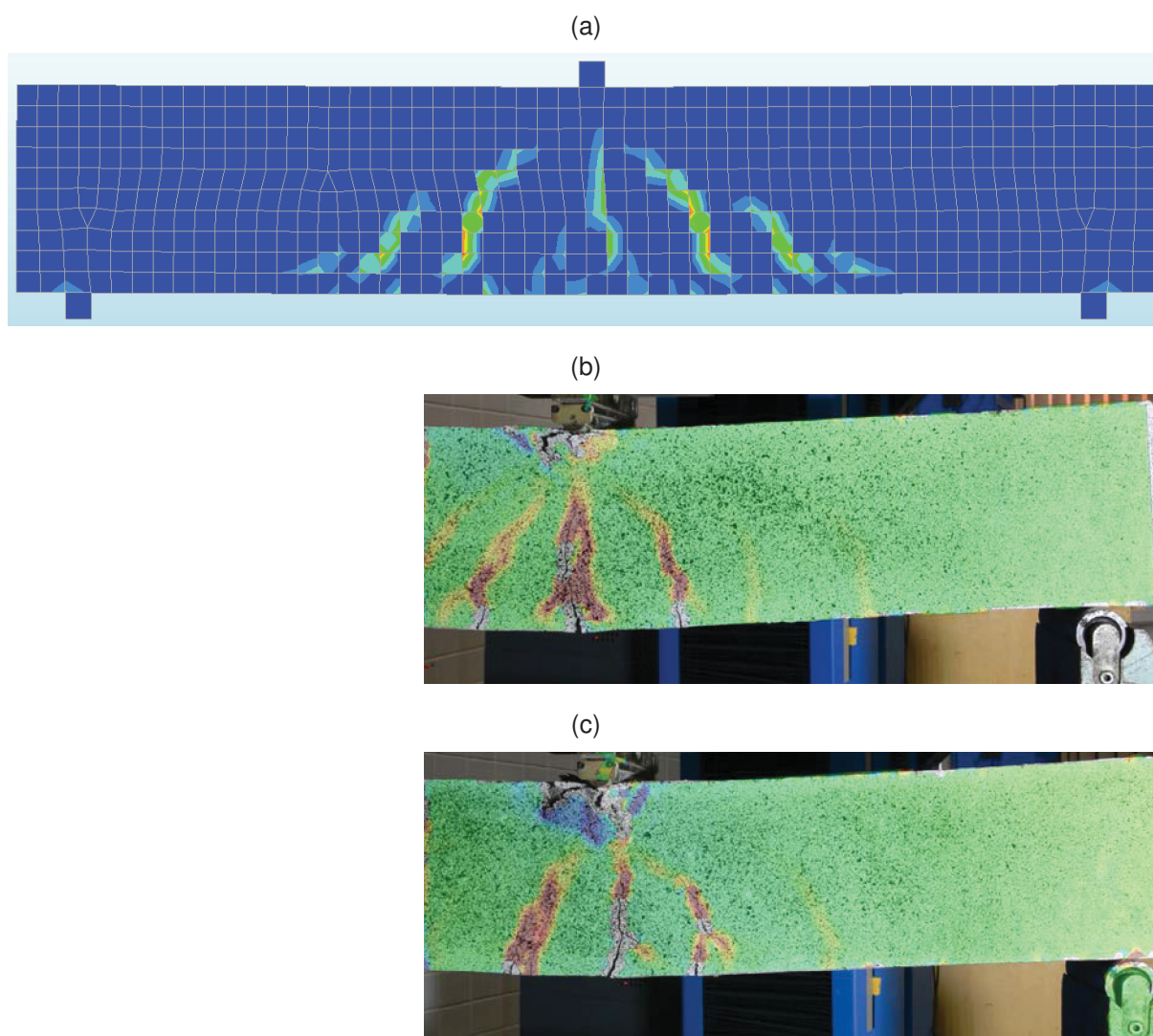
Salienta-se que nas fissuras tipo *rotating* o padrão de fissuração altera-se à medida que são aplicados os passos de deslocamento, uma vez que a fissura está alinhada à direção principal da deformação. Assim sendo, as imagens relativas ao modelo numérico, principalmente nas vigas com estribos, são capturas de passos



intermediários de deslocamento onde a visualização das fissuras é observada mais claramente.

Nas vigas A8CE, observa-se que o padrão de fissuração do resultado numérico é condizente com o experimental. Nota-se uma fissura com posicionamento vertical na linha de aplicação da carga e fissuras adjacentes inclinadas e de grande abertura. À medida que aumenta-se a distância da aplicação da carga, observa-se a presença de fissuras inclinadas, contudo de menor abertura.

FIGURA 143 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8CE: (a) NUMÉRICO A8CE, (b) EXPERIMENTAL A8CE\_1, (c) EXPERIMENTAL A8CE\_2

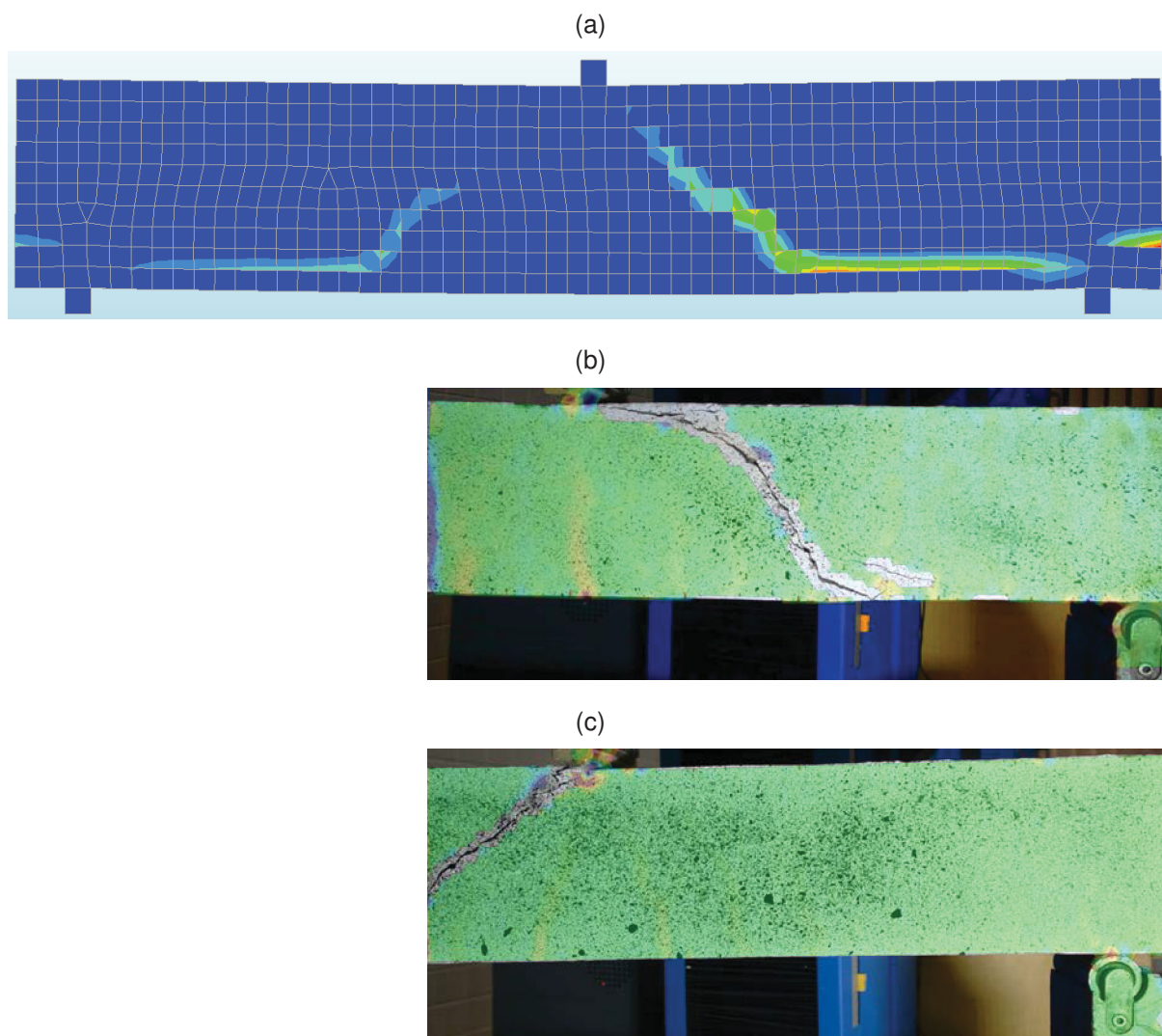


FONTE: O Autor (2021)

O padrão de fissuração na ruptura da viga A8SE no modelo numérico é bastante similar ao resultado experimental, sobretudo quando se compara com a viga A8SE\_1. Nota-se também que a inclinação da fissura no modelo numérico é praticamente a

mesma observada nos experimentos.

FIGURA 144 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A8SE: (a) NUMÉRICO A8SE, (b) EXPERIMENTAL A8SE\_1, (c) EXPERIMENTAL A8SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

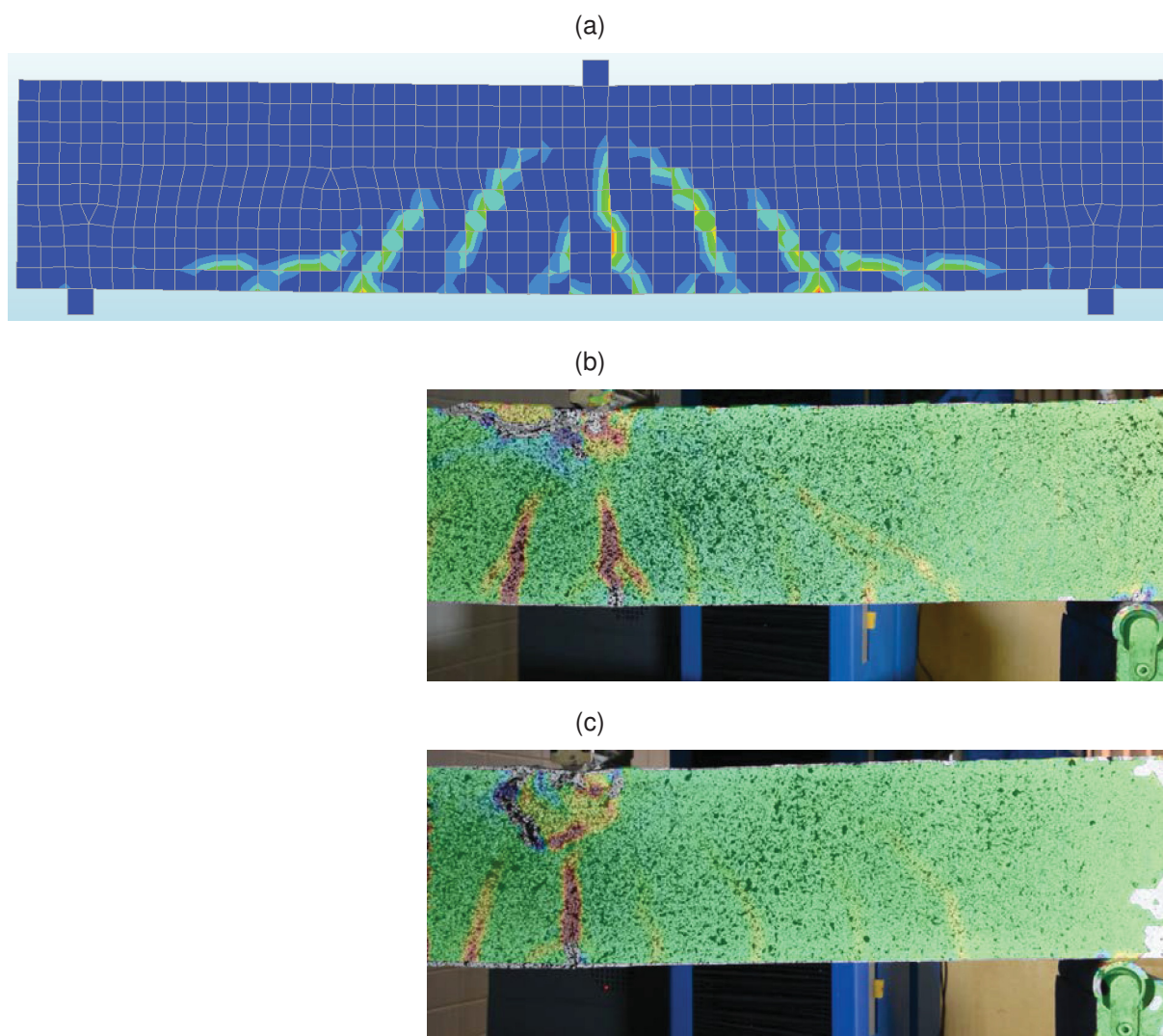
É importante salientar que, para as vigas sem estribos, tanto aquelas reforçadas com aço quanto com BFRP, pode haver similaridade na inclinação das fissuras como nesse caso, contudo, o modo de ruptura observado nos modelos experimental e numérico é diferente. No experimento observa-se que nas vigas sem estribos há uma ruptura frágil, com queda súbita da carga resistente e uma divisão clara do elemento em duas partes a partir da ocorrência da fissura. No resultado numérico, por ser um modelo discreto, não há como separar os nós entre elementos adjacentes, o que ocorre é um aumento expressivo das deformações, e consequentemente da abertura de fissuras. Como o controle do modelo é por deslocamento, no diagrama força - deflexão a queda

da força resistente é suave, uma vez que não há uma divisão súbita da viga conforme observado experimentalmente.

Nas vigas com estribos, tanto as reforçadas com BFRP quanto com aço o mecanismo de ruptura é o esmagamento do concreto, havendo similaridade entre o modelo numérico e o experimental. Nesse caso, há uma queda brusca na força resistente uma vez que com o esmagamento do concreto o aparato de aplicação da carga perde o suporte. Nas vigas sem estribos não há carga suficiente para provocar ruptura por esmagamento do concreto, dessa forma a queda na força resistente da viga ocorre através do aumento da abertura da fissura principal.

No modelo numérico da viga A10CE há presença de uma fissura com posicionamento vertical de maior abertura na linha de aplicação da carga, seguida por fissuras inclinadas adjacentes. No experimento observa-se que as fissuras inclinadas à esquerda do ponto de aplicação da carga possuem uma maior abertura, todavia há uma fissura inclinada simétrica, embora de menor abertura, confirmando a previsão do modelo numérico. De maneira geral, a abertura das fissuras no modelo numérico estão um pouco superiores ao observado experimentalmente, contudo o posicionamento das fissuras é bastante coerente.

FIGURA 145 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10CE: (a) NUMÉRICO A10CE, (b) EXPERIMENTAL A10CE\_1, (c) EXPERIMENTAL A10CE\_2



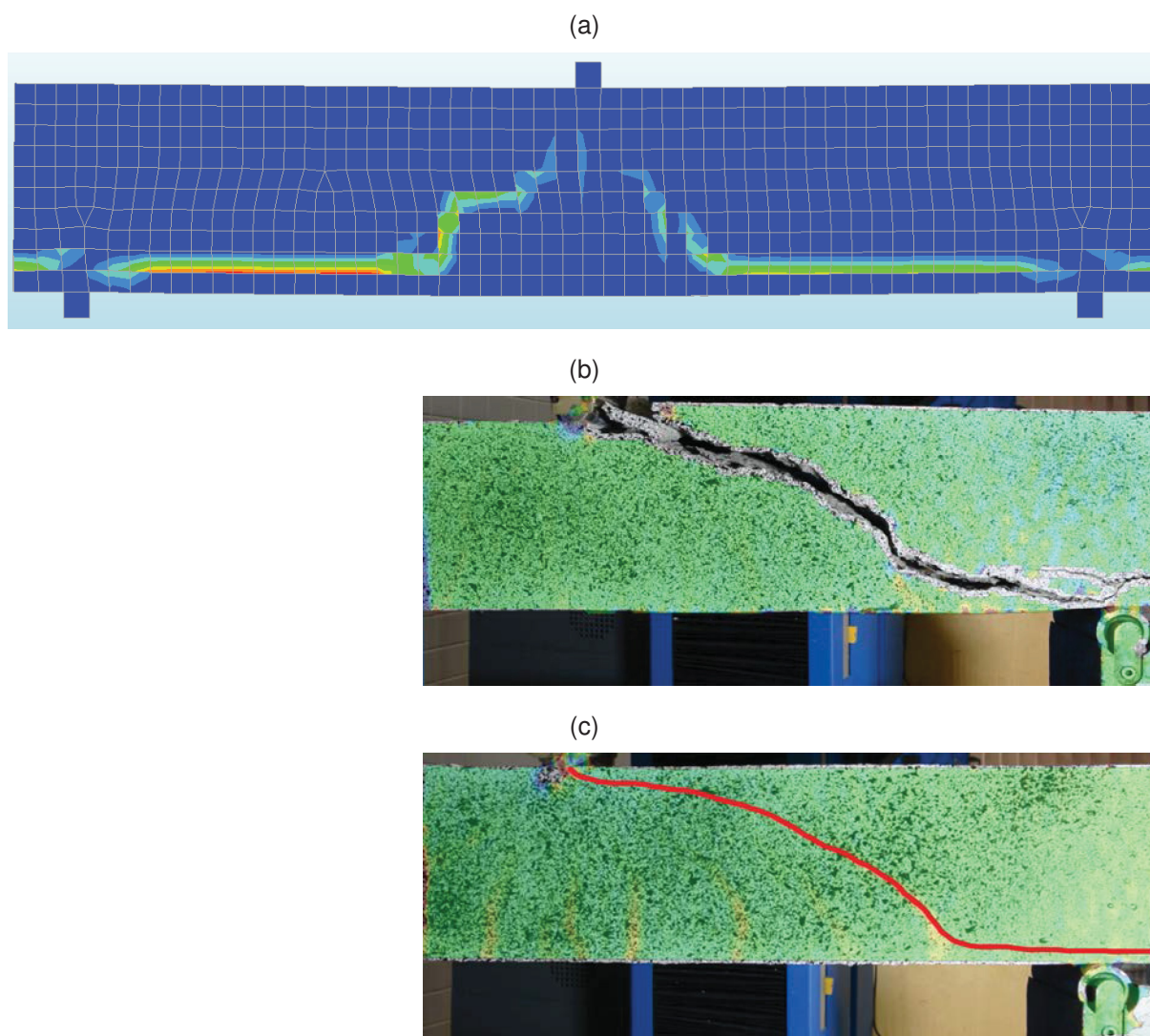
FONTE: O Autor (2021)

Para as vigas A10SE, a previsão das fissuras no modelo numérico não condiz com o experimento, sendo a inclinação da fissura visivelmente diferente.

Na viga A10SE\_2 parte do elemento é arremessado no instante da ruptura, não sendo possível visualizar a fissura. Assim, na Figura 146 é indicada a posição em que a fissura ocorreu.



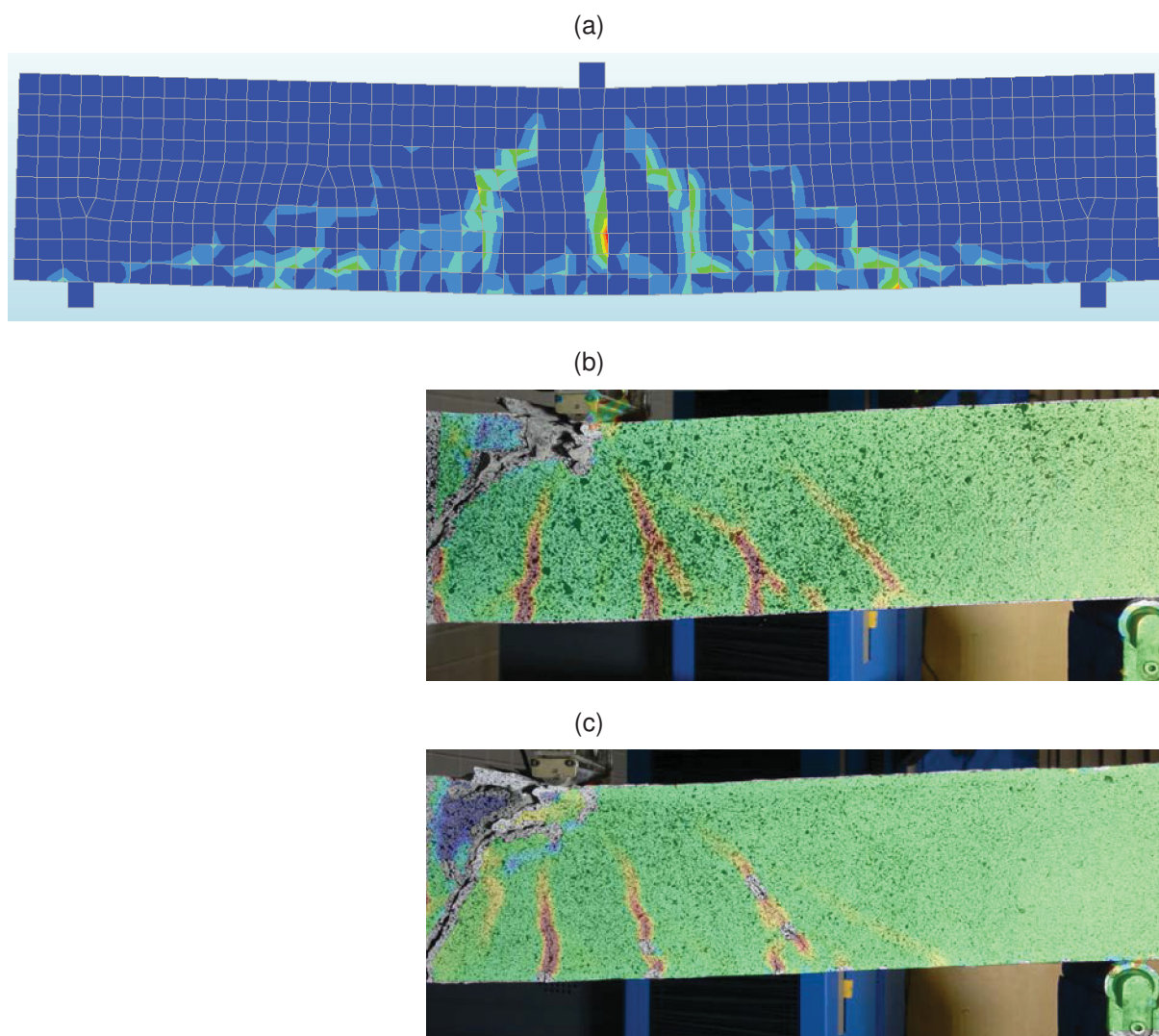
FIGURA 146 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS A10SE: (a) NUMÉRICO A10SE, (b) EXPERIMENTAL A10SE\_1, (c) EXPERIMENTAL A10SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas B8CE, nota-se a presença de uma fissura de maior abertura com posicionamento vertical na linha de aplicação da carga, seguida de fissuras adjacentes com posicionamento inclinado. Observando-se as fissuras de uma maneira generalizada, pode-se dizer que a previsão das fissuras pelo modelo numérico é adequada.

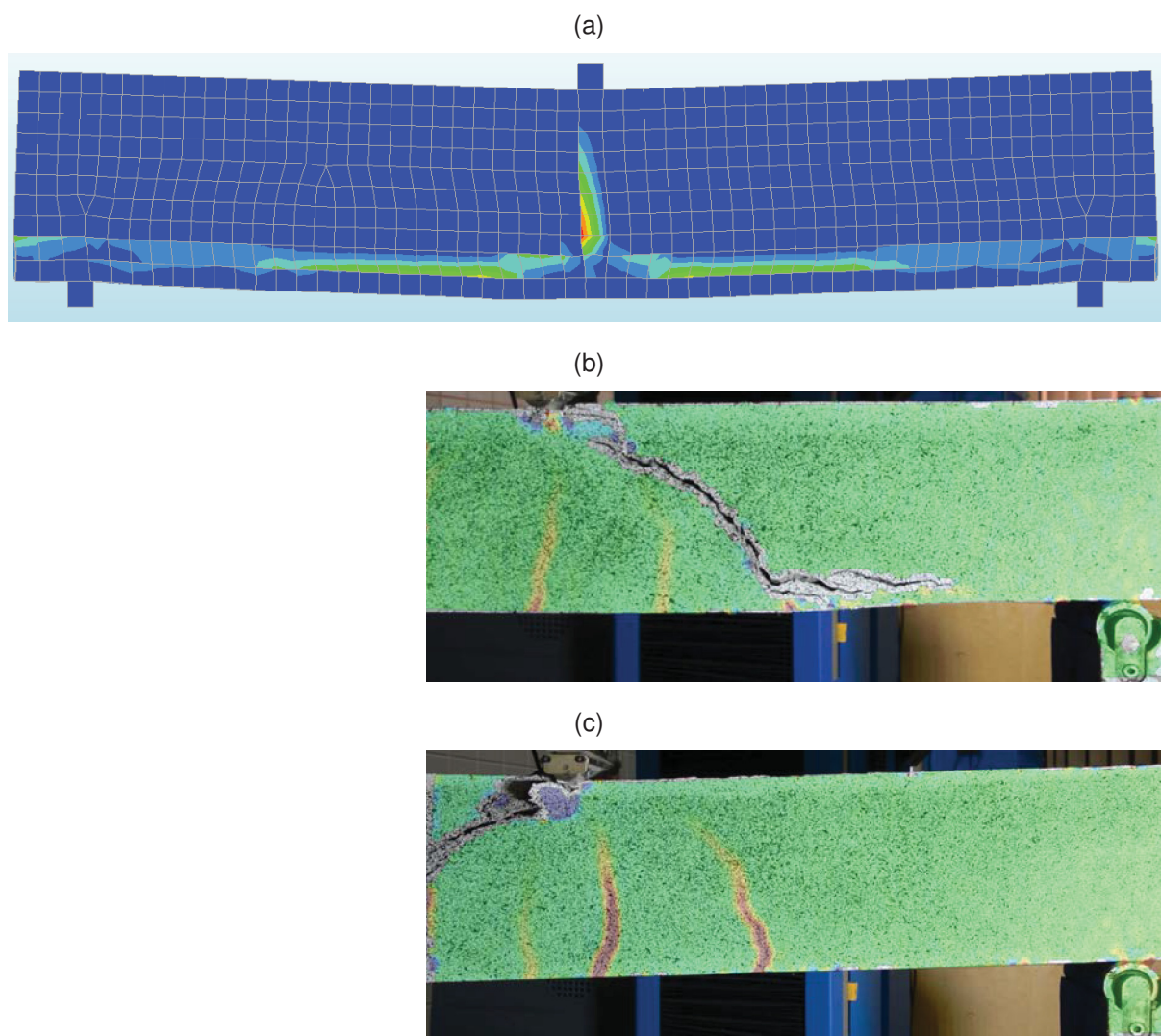
FIGURA 147 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8CE: (a) NUMÉRICO B8CE, (b) EXPERIMENTAL B8CE\_1, (c) EXPERIMENTAL B8CE\_2



FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas B8SE, há a presença de uma fissura com posicionamento vertical e alinhada à aplicação da carga, havendo concordância entre os modelos. Contudo, à medida que vão sendo aplicados os incrementos de deslocamento, a deflexão da viga no modelo numérico aumenta através da abertura na fissura principal, sem o surgimento de uma fissura inclinada que provoque a ruptura propriamente dita, diferentemente do observado nos experimentos.

FIGURA 148 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B8SE: (a) NUMÉRICO B8SE, (b) EXPERIMENTAL B8SE\_1, (c) EXPERIMENTAL B8SE\_2

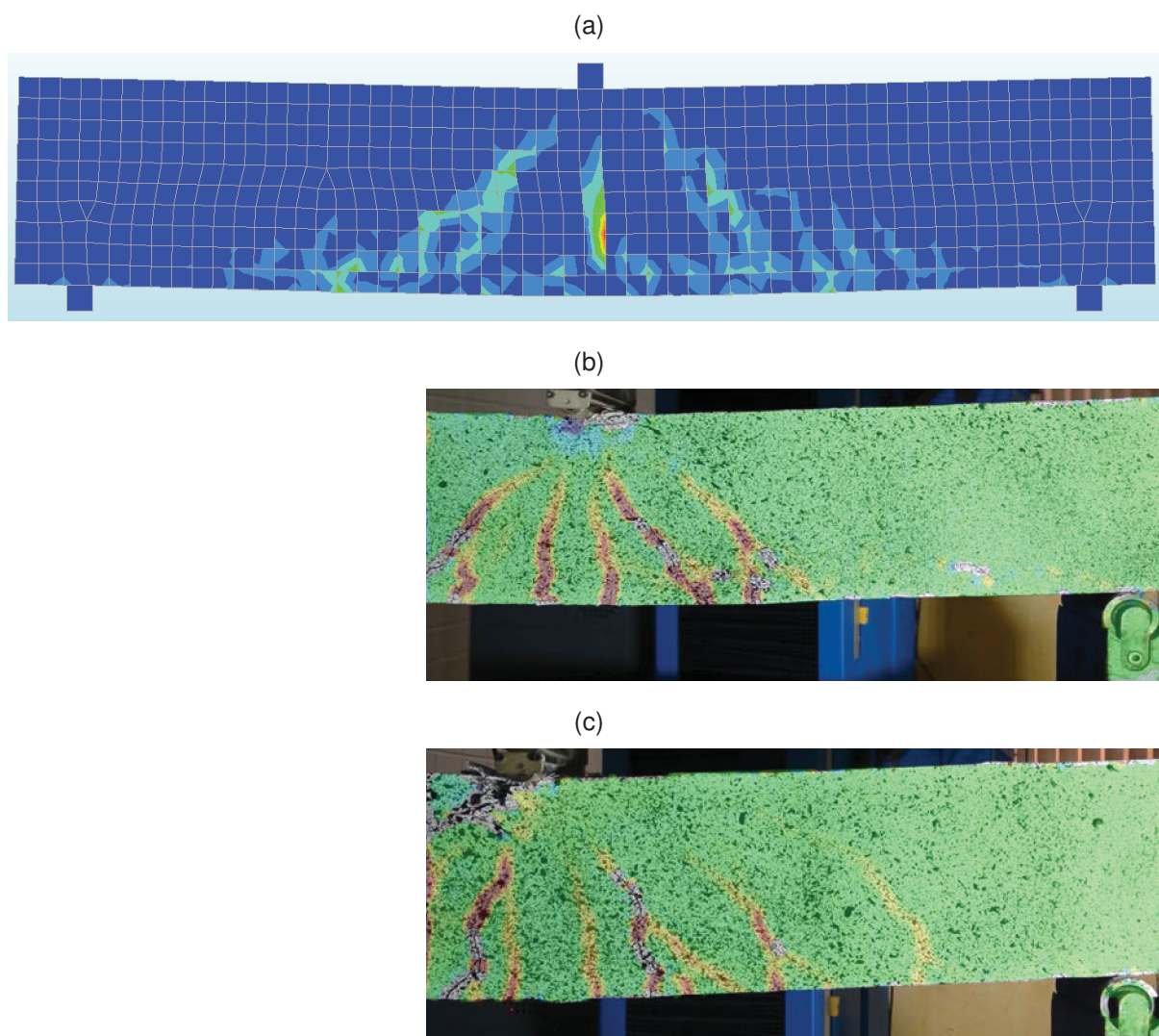


FONTE: O Autor (2021)

Assim como as demais vigas com a presença de estribos, a viga B10CE possui, tanto no modelo numérico quanto no experimental, uma fissura vertical alinhada à aplicação da carga, seguido por fissuras inclinadas à medida que se aproxima do apoio. Todavia, no modelo numérico existem duas fissuras principais de cisalhamento, diferentemente do modelo experimental, onde é observado um número maior de fissuras inclinadas com espaçamento reduzido entre elas.



FIGURA 149 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10CE: (a) NUMÉRICO B10CE, (b) EXPERIMENTAL B10CE\_1, (c) EXPERIMENTAL B10CE\_2

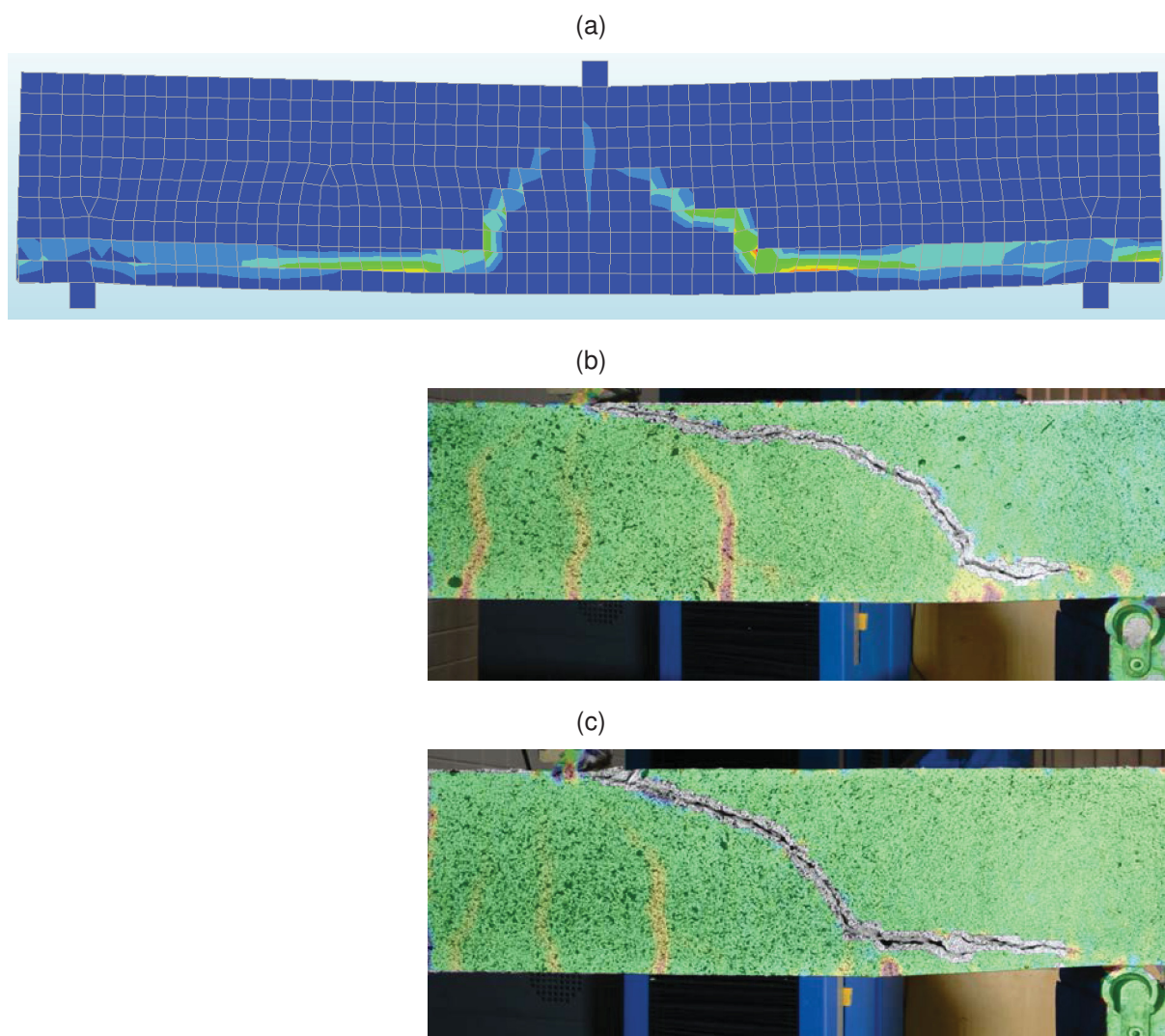


FONTE: O Autor (2021)

O comportamento ao cisalhamento previsto através do modelo numérico para as vigas B10SE é melhor que nas vigas B8SE. Na vigas B10SE observa-se uma maior similaridade entre o modelo numérico e o experimental, sobretudo na viga B10SE\_2 onde há uma fissura de cisalhamento principal, com inclinação semelhante entre os modelos, seguido por um trecho horizontal caracterizado por um fendilhamento do concreto na direção do reforço em BFRP.



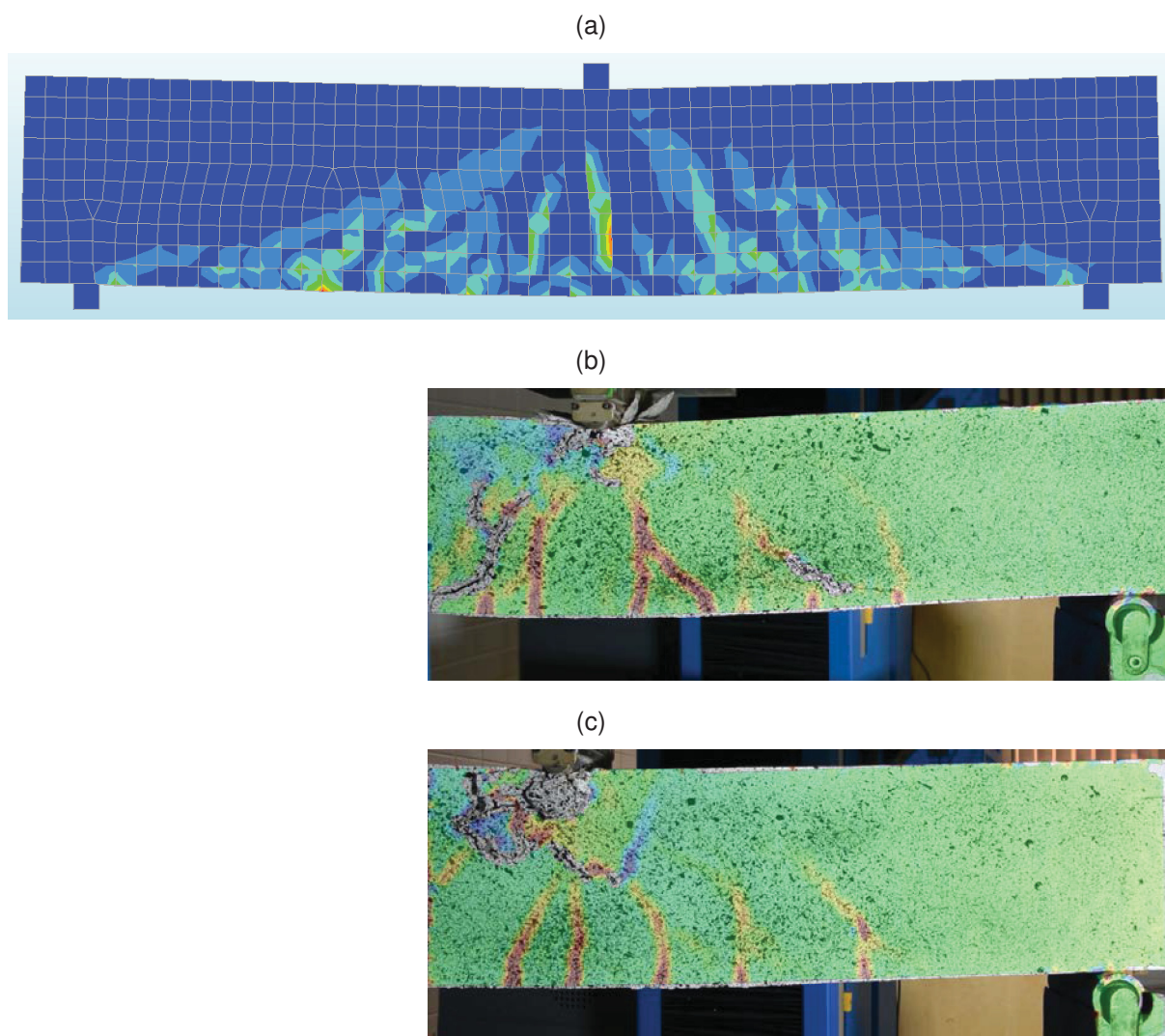
FIGURA 150 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B10SE: (a) NUMÉRICO B10SE, (b) EXPERIMENTAL B10SE\_1, (c) EXPERIMENTAL B10SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

Nas vigas B12CE a quantidade de fissuras é semelhante entre os modelos numérico e experimental. Na viga B12CE\_1 há uma melhor correspondência, sobretudo na questão da inclinação das fissuras de cisalhamento. Na viga B12CE\_2 há também certa similaridade no número de fissuras existentes, contudo a inclinação das fissuras de cisalhamento não é tão próxima quanto na viga B12CE\_1.

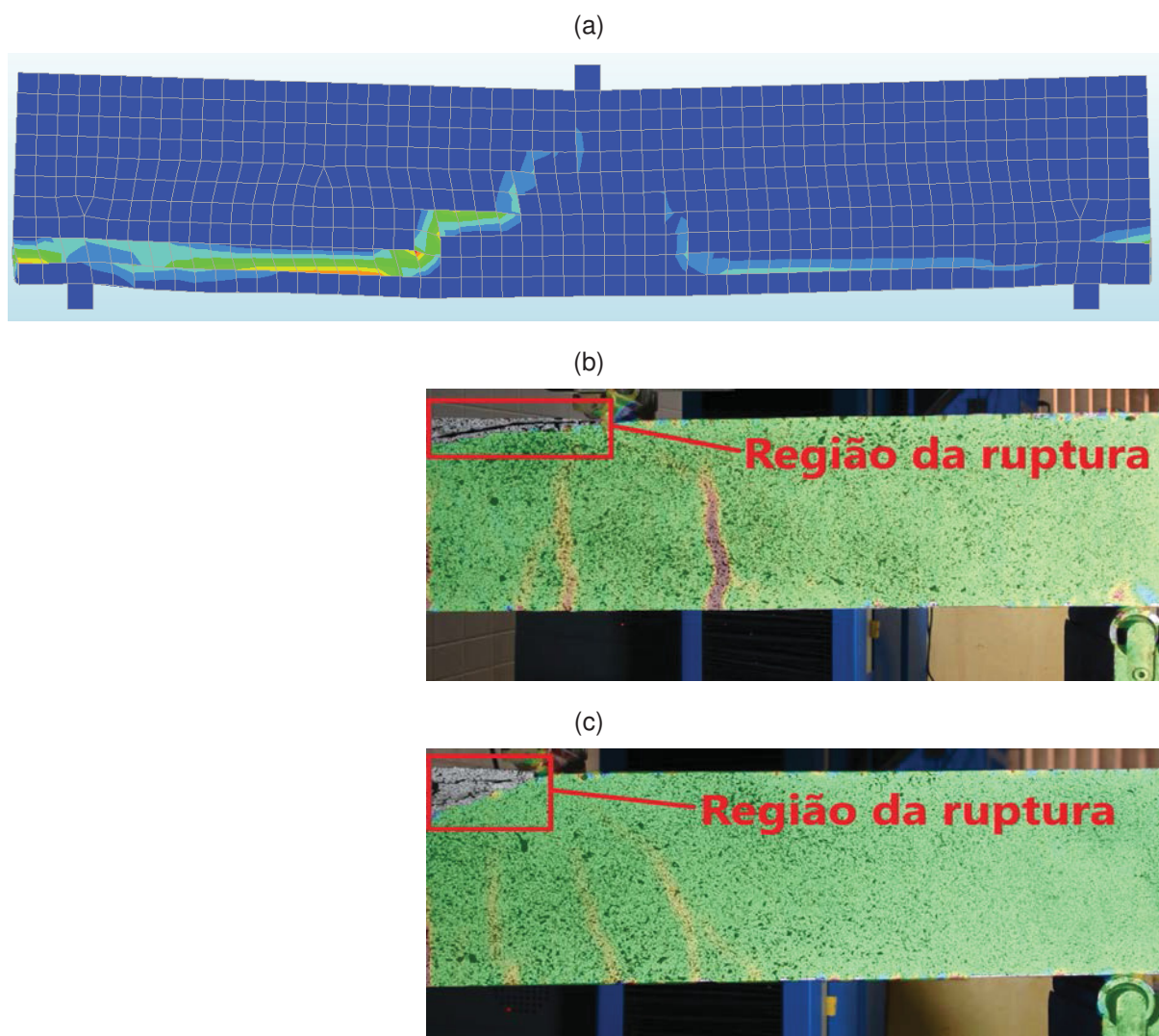
FIGURA 151 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12CE: (a) NUMÉRICO B12CE, (b) EXPERIMENTAL B12CE\_1, (c) EXPERIMENTAL B12CE\_2



FONTE: O Autor (2021)

No caso das vigas B12SE a ruptura ocorreu no lado oposto ao de filmagem. Mesmo assim é possível observar que a inclinação da fissura de cisalhamento entre o modelo numérico e o experimental são diferentes.

FIGURA 152 – COMPARATIVO DO PADRÃO DE FISSURAÇÃO ENTRE O MODELO NUMÉRICO E O EXPERIMENTAL PARA AS VIGAS B12SE: (a) NUMÉRICO B12SE, (b) EXPERIMENTAL B12SE\_1, (c) EXPERIMENTAL B12SE\_2



FONTE: O Autor (2021)

De maneira geral, através da observação das figuras apresentadas, pode-se dizer que para as vigas sem estribos, tanto as reforçadas com aço quanto com BFRP, a previsão do modo de ruptura e o posicionamento das fissuras através do modelo numérico fica aquém do ideal.

Já para as vigas com estribos, em alguns casos existe certa divergência na quantidade de fissuras e na inclinação das fissuras de cisalhamento. Mesmo assim, pode-se dizer que os resultados, no que tange ao modo de ruptura e distribuição das fissuras, são considerados adequados.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal a avaliação do comportamento de vigas reforçadas com barras em compósito de fibra de basalto. Para tanto foram moldadas e ensaiadas vinte vigas, sendo doze reforçadas exclusivamente com barras em BFRP e oito com aço convencional, considerando configurações com e sem estribos. Nas vigas reforçadas com aço foram utilizadas barras com diâmetro de 5 mm nos estribos e de 8 mm e 10 mm nas armaduras longitudinais. Nos elementos em BFRP os estribos são compostos por barras de 4 mm de diâmetro, enquanto que as armaduras longitudinais possuem configurações de 8 mm, 10 mm e 12 mm.

Na sequência são apresentadas as conclusões para os tópicos abordados no trabalho.

### 7.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Foram obtidas as seguintes conclusões da análise experimental:

- Nos ensaios, todas as vigas sem estribos, tanto as reforçadas com aço quanto em BFRP apresentaram ruptura brusca por cisalhamento. As vigas reforçadas com aço e com estribos apresentaram ruptura típica de flexão e escoamento do aço com incremento da deflexão mantendo-se a mesma carga atuante. As vigas com reforço longitudinal e transversal em BFRP romperam por esmagamento do concreto juntamente com a ocorrência de uma fissura de cisalhamento bastante pronunciada. Os ensaios indicaram que o modo de ruptura principal das vigas reforçadas com BFRP é o cisalhamento;
- A técnica da correlação de imagem digital possibilitou a determinação da deflexão real da viga, bem como a detecção do momento de ocorrência das primeiras fissuras.

### 7.2 COMPARATIVO COM MODELOS ANALÍTICOS

Através do comparativo entre os resultados dos ensaios e os modelos analíticos, conclui-se:

- Na resistência à flexão das vigas ensaiadas, os resultados experimentais para as vigas reforçadas com aço e com a presença de estribos foram comparadas com as previsões do ACI 318-19 (2019). Verificou-se que os momentos fletores



máximos previstos são muito menores que os experimentais, subestimados na ordem de 50% para as vigas com barras de 8 mm de 25% para as reforçadas com barras de 10 mm;

- Para as vigas reforçadas com BFRP e com estribos, o ACI 440.1R-15 (2015) superestimou a resistência à flexão, em média 10% para as vigas reforçadas com barras de 8 mm e 42% para as vigas com barras de 10 mm e 12 mm. Já a norma ISIS (2007) apresentou previsões melhores para a resistência à flexão que o ACI 440.1R-15 (2015), superestimando, em média, 3% para as vigas reforçadas com barras de 8 mm, e 33% para as vigas com barras de 10 mm e 12 mm;
- Verificou-se que o momento de fissuração para as vigas reforçadas com aço são, estatisticamente ( $\bar{X}=2,60$  kN.m e  $s=0,35$  kN.m) maiores que para as vigas reforçadas com BFRP ( $\bar{X}=2,00$  kN.m e  $s=0,17$  kN.m). Isso se deve à contribuição adicional da barra de aço em virtude do seu elevado módulo de elasticidade, cerca de quatro vezes maior que o do BFRP. Além da influência do tipo de reforço, nas vigas com BFRP, aquelas com estribos apresentaram momento de fissuração em média 10% maior ( $\bar{X}=2,09$  kN.m e  $s=0,13$  kN.m) que as sem estribos ( $\bar{X}=1,91$  kN.m e  $s=0,17$  kN.m);
- Nas vigas reforçadas com BFRP, tanto o ACI 440.1R-15 (2015) quanto a ISIS (2007) superestimam respectivamente em média 10% e 7% o momento de fissuração para as vigas sem estribos. Já para as vigas com estribos o ACI 440.1R-15 (2015) superestima, em média 1%, enquanto que a ISIS (2007) subestima em média 2%. Dessa forma, pode-se dizer que as previsões para o momento de fissuração dispostas no ACI 440.1R-15 (2015) e na ISIS (2007) apresentam resultados satisfatórios, desde que os estribos sejam dimensionados corretamente seguindo-se as preconizações;
- Em relação às deflexões máximas, para as vigas reforçadas com aço e sem estribos, os valores previstos pelo ACI 318-19 (2019), tanto para os elementos com barras de 8 mm quanto de 10 mm, ficam em média 40% menores que o experimental. Para os elementos com estribos houve uma diferença grande entre os valores teóricos e experimentais, para as vigas com barras de 8 mm a deflexão experimental foi em média 14 vezes maior que o teórico. Já para as vigas com barras de 10 mm, a deflexão experimental foi em média 6 vezes maior que a teórica;
- Nas das vigas reforçadas com BFRP e sem estribos, as deflexões máximas previstas pelo ACI 440.1R-15 (2015) foram em média 14% e 45% maiores, respectivamente, para as vigas com barras de 8 mm e 10 mm; e em média 10% menores para os elementos com barras de 12 mm, quando comparado com os

experimentos. Já as deflexões de acordo com a ISIS (2007) foram maiores em média 34%, 57% e 17% que os ensaios, respectivamente para as vigas com barras de 8 mm, 10 mm e 12mm;

- Para as vigas reforçadas com BFRP e com estribos, a deflexão máxima experimental para as vigas com barras de 8 mm, 10 mm e 12 mm, foi respectivamente em média 2,6; 3,7 e 4,3 vezes maior que o valor previsto pelo ACI 440.1R-15 (2015). Já de acordo com a normativa ISIS (2007) as deflexões experimentais para as vigas com barras de 8 mm, 10 mm e 12 mm foram, respectivamente de 2,0; 2,9 e 3,2 vezes maior que os valores teóricos;
- Com base nos ensaios realizados, é possível dizer que o cálculo das deformações máximas através das fórmulas apresentadas pelas normativas não é adequado;
- Para deflexões sob atuação de até 40% da carga última, as formulações propostas pelas normativas apresentam resultados adequados, com diferenças médias de até 20% entre os valores teóricos e experimentais;
- Para análise da deflexão de serviço foram estabelecidos os limites de  $L/180$  e  $L/360$ , sendo  $L$  o vão. Considerando apenas os exemplares com estribos, uma vez que várias vigas sem estribos romperam antes de atingir a deflexão de serviço, as vigas em aço atingiram, em média, a deflexão de  $L/360$  com 69,9% e  $L/180$  com 90,8% da carga última. No caso das vigas reforçadas com BFRP, também com estribos, a deflexão de  $L/360$  foi alcançada, na média, sob ação de 38,5% da carga última e  $L/180$  com 57,1%. Em decorrência do módulo de elasticidade menor, as vigas reforçadas com BFRP com uma mesma taxa de reforço da peça em aço, atingem os limites de deflexão de  $L/360$  e  $L/180$  sob ação, respectivamente, de cargas 74% e 54% menores que as vigas reforçadas com aço;
- Nas vigas reforçadas com aço, os valores previsto pelo ACI 318-19 (2019) para resistência ao cisalhamento provida pelo concreto são ligeiramente conservadores, porém pode-se dizer que são adequados. Já para as vigas em BFRP sem estribos, as previsões do ACI 440.1R-15 (2015) para resistência do concreto ao cisalhamento são muito conservadoras, em torno de 80% menores que o experimental para as vigas com menor taxa de armadura. Ao que tudo indica, com base nos ensaios realizados, o fator de ponderação do ACI 440.1R-15 (2015) referente à altura da seção que resiste ao cisalhamento não é adequado, produzindo resultados muito conservadores. A normativa ISIS (2007), por sua vez, prevê relativamente bem a resistência do concreto ao cisalhamento nas vigas sem estribos. Os valores previstos foram melhores para as vigas com menor taxa de reforço. Para as vigas com maior taxa de reforço, a normativa ISIS (2007)

teve uma tendência a subdimensionar a resistência ao cisalhamento, contudo, essa diferença é decorrência do efeito de pino das barras e não da resistência do concreto;

- Nas vigas reforçadas com aço, o ACI 318-19 (2019) subestimou a resistência do concreto ao cisalhamento em 12% para as vigas reforçadas com barras de 8 mm e 30% para aquelas com barras de 10 mm. Os valores podem ser considerados adequados, tendo em vista que o superdimensionamento é referente ao efeito de pino promovido pela armadura e não do concreto propriamente dito;
- Já para as vigas reforçadas com BFRP as previsões do ACI 440.1R-15 (2015) para resistência do concreto ao cisalhamento são muito conservadoras, com resultados experimentais apresentando o dobro da resistência prevista. Ao que tudo indica, com base nos ensaios realizados, o fator de ponderação do ACI 440.1R-15 (2015) referente à altura da seção que resiste ao cisalhamento não é adequado, produzindo resultados muito conservadores;
- A normativa ISIS (2007) prevê relativamente bem a resistência do concreto ao cisalhamento em vigas reforçadas com BFRP. A resistência é subestimada em 18%, 39% e 73% respectivamente para as vigas com barras de 8 mm, 10 mm e 12 mm. Para as vigas com maior taxa de reforço, a normativa ISIS (2007) teve uma tendência maior de subdimensionar a resistência ao cisalhamento, contudo, essa diferença é decorrência do efeito de pino das barras e não da resistência do concreto;
- Para as vigas reforçadas com BFRP e com estribos o ACI 440.1R-15 (2015) superestimou a resistência dos estribos em 32% para a viga B8SE\_1, 27% para a B8SE\_2, 8% para a B10CE\_1 e 9% para a B12CE\_2. Já para as vigas B10CE\_2 e B12CE\_1 a normativa subestimou em, respectivamente, em 11% e 12%;
- Na resistência ao cisalhamento promovida pelos estribos, a normativa ISIS (2007) subestimou a resistência dos estribos em todas as vigas analisadas. Os valores teóricos foram menores que os experimentais em 8% para a viga B8CE\_1, 16% para a B8CE\_2, 48% para a B10CE\_1, 77% para a B10CE\_2, 79% para a B12CE\_1 e 46% para a B12CE\_2;
- Os ensaios realizados apontam que para vigas reforçadas com BFRP o ACI 440.1R-15 (2015) subestima a capacidade resistente do concreto ao cisalhamento, porém superestima a resistência dos estribos, fazendo com que a resistência média, até certo ponto, seja apropriada. Já a ISIS (2007) prevê valores razoáveis para a resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto e pelos estribos. Assim sendo, para as vigas ensaiadas, a normativa ISIS (2007) apresentou melhores

resultados para o cálculo da resistência ao cisalhamento em peças reforçadas com BFRP;

- No quesito abertura de fissuras para as vigas reforçadas com BFRP, as formulações propostas pelo ACI 440.1R-15 (2015) e pela ISIS (2007) produzem resultados muito similares. Para base de comparação entre os elementos, foi estabelecido como padrão de análise uma abertura de fissura de 0,5mm, porém algumas vigas sem estribos romperam com abertura de fissura menor que esse valor. Para as vigas sem estribos, as normativas superestimaram a carga relativa à abertura de 0,5mm em média 8% para as vigas B8SE, 18% para a viga B10SE\_1 e 36% para a viga B12SE\_2. No caso das vigas com estribos, a carga foi subestimada em média 20% para as vigas B8CE e 54% para as vigas B10CE; para as vigas B12CE a carga foi superestimada em 12%. Considerando que o cálculo da abertura é bastante variável, julga-se que ambas as normativas apresentam resultados satisfatórios para o cálculo da abertura de fissuras;
- Nas vigas em aço e com estribos, uma abertura e fissura de 0,5 mm ocorre sob a ação de cargas próximas ao limite, sendo em média 78% da carga última para as vigas com barras de 8 mm e 95,2% para os elementos com barras de 10 mm. As vigas em aço e sem estribos romperam antes da abertura de fissuras chegar a 0,5 mm. No caso das vigas em BFRP e com estribos, grandes aberturas de fissuras são atingidas sob ação de cargas menores. Para vigas com barras de 8 mm, 10 mm e 12 mm a carga para uma abertura de fissura de 0,5 mm é, respectivamente, de 38,3%, 50,0% e 35,8% em relação à carga última, evidenciado a influência do baixo módulo de elasticidade do BFRP na fissuração;
- Analisando as resistências ao momento fletor, cisalhamento, deflexão e abertura de fissuras para as vigas reforçadas com BFRP e com estribos, apurou-se que para todas elas o limitante ao dimensionamento foi a abertura de fissuras. Como limitante considera-se a menor carga necessária para atingir um dos estado limites, nesse caso o Estado Limite de Serviço. Assim sendo, com base nos ensaios realizados, conclui-se que a melhor alternativa para o cálculo das vigas reforçadas com BFRP é dimensionar em reação ao Estado Limite de Serviço e verificar em relação ao Estado Limite Último. No que tange ao Estado Limite de Serviço, é mais adequado atender primeiramente aos parâmetros de abertura de fissura, uma vez que as normativas preveem relativamente bem esse parâmetro; e em seguida verificar o deslocamento, embora, como apresentado, as normas tendem a subestimá-lo. Em relação ao Estado Limite Último deve-se atentar para o cálculo adequado da bitola e espaçamento dos estribos, no que diz respeito ao momento fletor, dificilmente a viga não irá atender, pois a resistência última do BFRP é bastante elevada;



- As vigas reforçadas com BFRP atingiram o Estado Limite de Serviço, notadamente a deflexão e abertura de fissuras, sob ação de cargas menores em relação à capacidade última do que as vigas reforçadas com aço. Basicamente a viga reforçada com BFRP ainda suporta um grande aumento da carga a partir do instante em que se atingiu o Estado Limite de Serviço. Essa característica é até certo ponto benéfica, uma vez que o BFRP não possui patamar de escoamento, e a ruptura é frágil. Assim, a ocorrência de fissuras e deflexões elevadas funcionam como um aviso da ocorrência de sobrecarga na peça;
- Em estruturas onde onde são toleradas maiores deflexões e abertura de fissuras, obtém-se o maior aproveitamento das peças reforçadas com BFRP, salientando-se que as fissuras não são um problemas à durabilidade, tendo em vista que o BFRP não sofre corrosão. Onde eventualmente é necessário um controle maior de deformações e fissuração é necessário aumentar a taxa de reforço, o que consequentemente provoca um acréscimo também na resistência. Nesse último caso, o aumento da taxa de reforço resulta inevitavelmente em um custo maior, havendo necessidade de uma análise de viabilidade. Todavia, deve-se levar em consideração que o BFRP tem uma durabilidade maior por não oxidar, sobretudo em ambientes agressivos, sendo que a substituição do aço pelo BFRP pode ser muito interessante quando são considerados os aspectos econômicos e ambientais de médio e longo prazo;
- Os ensaios realizados, bem como o comparativo com as normativas permitiu concluir que elementos reforçados com BFRP apresentam segurança e desempenho adequados, e podem ter uma gama muito grande de aplicações. Através do controle da taxa de armadura é possível atender especificações de serviço em relação à deformação e abertura de fissuras, porém apresenta mais vantagens em obras onde pode haver maior tolerância em relação ao Estado Limite de Serviço.

### 7.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Foram obtidas as seguintes conclusões do comparativo entre os resultados dos ensaios e a simulação numérica:

- Nas vigas reforçadas com aço e com estribos o modelo numérico previu relativamente a carga máxima nas vigas A8CE, com um erro de 6%. Já para as vigas A10CE o erro em relação à carga máxima foi de 11%. Na questão da deformação, os modelos numéricos apresentaram um trecho de plastificação da armadura menor que o verificado experimentalmente, fazendo com que o deslocamento de

pico apresentasse diferença, s em média, de 58% em relação aos experimentos. A discrepância observada entre os modelos numérico e experimental provavelmente é decorrência da diferença da tensão de escoamento do aço utilizada no modelo numérico e a real, uma vez que no aço não foram feitos ensaios de caracterização;

- Nas vigas com aço e sem estribos, o modelo numérico superestimou a capacidade resistente das vigas A8SE em média 9%, para as vigas A10SE pode-se dizer que os resultados foram satisfatórios, com diferença de 3% entre os experimentos e o modelo numérico. Em relação à deflexão, para ambas as vigas sem estribos a deflexão do modelo numérico foi maior que o observado nos experimentos, em média 45% para as vigas A8SE e 23% para as vigas A10SE. Nota-se que a viga com maior rigidez (A10SE) apresentou uma correlação entre o modelo numérico e o experimento;
- Em elementos reforçados com BFRP e com estribos, na viga B8CE o modelo numérico apresentou carga última 25% maior e deflexão 16% superior ao experimento. Nas demais vigas há boa correlação entre o modelo numérico e experimental na questão da carga última, com 6% de diferença para as vigas B10CE e 5% para as vigas B12CE. Na questão das deflexões verificou-se boa correspondência para a viga B10CE, com uma média de 6% de diferença, enquanto que na viga B12CE o modelo numérico subestimou a deflexão relativa à carga máxima em 22%;
- Via de regra, verificou-se que as vigas com reforço em BFRP com maiores bitolas (mais rígidas) apresentaram melhores correlações entre o modelo numérico e o experimental;
- Nos experimentos as vigas sem estribos, tanto em aço quanto em BFRP rompem de maneira súbita através do surgimento de uma fissura de cisalhamento com grande abertura, separando a viga em duas partes. No modelo numérico, em alguns casos a fissura ocorre com a mesma inclinação do experimento, contudo o modo de ruptura é diferente, sendo que a carga resistente reduz de maneira suave à medida que os incrementos de deslocamento são aplicados, e não de forma súbita como no experimento;
- Para as vigas com estribos o modo de ruptura do modelo numérico é similar ao experimento, onde as vigas reforçadas com aço rompem por flexão e escoamento do aço e as reforçadas com BFRP por esmagamento do concreto com queda súbita da carga resistente.

#### 7.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho estudou a utilização de barras de BFRP como reforço em estruturas de concreto, com ênfase em vigas. Com base nos resultados obtidos, alguns tópicos são sugeridos para pesquisas futuras:

- Ensaiar elementos com maiores dimensões para avaliar principalmente as previsões relativas à deflexão e resistência ao cisalhamento;
- Avaliar o uso do BFRP em lajes;
- Determinar cobrimentos mínimos para garantir a resistência ao fogo em elementos reforçados com BFRP;
- Realizar modelagens numéricas para eventualmente utilizar parâmetros diferentes em elementos com estribos e sem estribos.

## REFERÊNCIAS

ABAQUS. **ABAQUS Standard User's Manual, Version 6.10**. United States: Dassault Systemes Simulia Corp., 2010.

ABED, F.; ALHAFIZ, A.R. Effect of basalt fibers on the flexural behavior of concrete beams reinforced with BFRP bars. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 215, p. 23–34, mai. 2019. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.02.050.

ABED, F.; EL RAFAI, A.; ABDALLA, S. Experimental and finite element investigation of the shear performance of BFRP-RC short beams. **Structures**, v. 20, p. 689–701, 2019.

ABNT NBR 5738:2016. **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.

ABNT NBR 5739:2018. **Concreto - Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

ABNT NBR 6118:2014. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. ISBN 978-85-07-04981-8.

ABNT NBR 7211:2009. **Agregados para concreto - Especificação**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.

ABNT NBR 7480:2007. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007. ISBN 978-85-07-00649-7.

ABNT NBR 8800:2008. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008. ISBN 978-85-07-00933-7.

ABNT NBR NM 30:2001. **Agregado miúdo - Determinação da absorção de água**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.

ABNT NBR NM 52:2009. **Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.

ABNT NBR NM 53:2009. **Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.

ACI 224R-01. **Control o Cracking of Concrete Structures**. 1. ed. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2001. ISBN 978-0-97031-056-0.

ACI 318-19. **ACI Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)**. 1. ed. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019. ISBN 978-1-64195-056-5.

ACI 440.1R-15. **ACI Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) bars (ACI 440.1R-15)**. 1. ed. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2015. ISBN 978-1-942727-10-01.

ACI 440.6M-08. **ACI Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement**. 1. ed. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2008. ISBN 9780870312908.

ACI COMMITTEE 440. **ACI Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2007. ISBN 9780870312595.

AMRAN, Y. H. M.; ALYOUSEF, R.; RASHID, R. S. M.; ALABDULJABBAR, H.; HUNG, C. C. Properties and applications of FRP in strengthening RC structures: A review. **Structures**, Elsevier BV, v. 16, p. 208–238, nov. 2018. DOI: 10.1016/j.istruc.2018.09.008.

ANSYS. **ANSYS User's Manual, Release 13.0**. Pennsylvania: ANSYS INC., 2010.

ASTM D7205. **American Society for Testing and Materials - Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars**. West Conshohocken: ASTM, 2016.

ATENA. **User's Manual for ATENA 3D**. Czech Republic: Cervenka Consulting, 2013.

BANIBAYAT, P.; PATNAIK, A. Creep Rupture Performance of Basalt Fiber-Reinforced Polymer Bars. **Journal of Aerospace Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 28, n. 3, p. 04014074, mai. 2015. DOI: 10.1061/(asce)as.1943-5525.0000391.

BANK, L. C. **Composites for Construction - Structural Design with FRP Materials**. Hoboken: John Wiley & Sons, 10 jul. 2006. 570 p. ISBN 0471681261.

BENMOKRANE, B.; EL-SALAKAWY, E.; EL-GAMAL, S. **Construction and testing of Canada first concrete bridge deck totally reinforced with glass FRP bars: Val-Alain Bridge**. Sherbrooke, 2005.

BOYLE, H.C.; KARBHARI, V.M. Investigation of Bond Behavior Between Glass Fiber Composite Reinforcements and Concrete. **Polymer-Plastics Technology and Engineering**, Informa UK Limited, v. 33, n. 6, p. 733–753, nov. 1994. DOI: 10.1080/03602559408013105.

BUNSELL, A. R. (Ed.). **Handbook of Properties of Textile and Technical Fibres**. 2. ed. Kidlington: Woodhead, 2018.

- CAI, J.; PAN, J.; ZHOU, X. Flexural behavior of basalt FRP reinforced ECC and concrete beams. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 142, p. 423–430, jul. 2017. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.087.
- CARLONI, C.; SANTANDREA, M.; BAIETTI, G. Influence of the width of the specimen on the fracture response of concrete notched beams. **Engineering Fracture Mechanics**, Elsevier BV, v. 216, p. 106465, jul. 2019. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2019.04.039.
- CASTELLARO, S.; RUSSO, S. Dynamic characterization of an all-FRP pultruded construction. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 218, p. 1–14, jun. 2019. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.03.032.
- CHANDRA, S. D.; ENAMUL, H. N. Applications of Fiber Reinforced Polymer Composites (FRP) in Civil Engineering. **International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering**, v. 3, n. 3, p. 299–309, 2014.
- CHOWDHURY, I.R.; NASH, N.H.; PORTELA, A.; O'DOWD, N.P.; COMER, A.J. Analysis of failure modes for a non-crimp basalt fiber reinforced epoxy composite under flexural and interlaminar shear loading. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 245, p. 1–10, ago. 2020. DOI: 10.1016/j.compstruct.2020.112317.
- CHUNG, D. D. L. **Carbon Fiber Composites**. Newton: Butterworth-Heinemann, 1994. ISBN 0750691697.
- CSA S806-12. **Design And Construction Of Building Structures With Fibre-Reinforced Polymers**. 1. ed. [S.I.]: Canadian Standards Association, 2012.
- DAGHASH, Sherif M.; OZBULUT, Osman E. Flexural performance evaluation of NSM basalt FRP-strengthened concrete beams using digital image correlation system. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 176, p. 748–756, set. 2017. DOI: 10.1016/j.compstruct.2017.06.021.
- DEMÉTRO FILHO, A.Z.; MELO, A.C.A.; ANDRADE, T.L.C.O.; COSTA E SILVA, A.J. Avaliação da resistência à tração de barras de aço CA-50 expostas à região litorânea. **Revista Técnico-Científica do CREA-PR**, CREA-PR, p. 1–15, 2017.
- DUIC, J.; KENNO, S.; DAS, S. Performance of concrete beams reinforced with basalt fibre composite rebar. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 176, p. 470–481, jul. 2018. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.04.208.
- ELGABASS, F.; AHMED, E.; BENMOKRANE, B. Flexural Behaviour and Bond-dependent Coefficient of Basalt FRP Bars in Concrete Beams. In: **RESILIENT Infrastructure**. London: Canadian Society for Civil Engineering, 2016.
- ELGABBAS, F. M. **Development and Structural Testing of New Basalt-Fiber-Reinforced-Polymer (BFRP) Bars in RC Beams and Bridge-Deck Slabs**. 2016. Tese (Doutorado) – Université de Sherbrooke.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E.P.; BERTERO, V.V. **Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations**. Berkeley, out. 1983.

FAN, X.; ZHANG, M. Behaviour of inorganic polymer concrete columns reinforced with basalt FRP bars under eccentric compression: An experimental study. **Composites Part B: Engineering**, Elsevier BV, v. 104, p. 44–56, nov. 2016. DOI: 10.1016/j.compositesb.2016.08.020.

FAN, X.; ZHOU, Z.; TU, W.; ZHANG, M. Shear behaviour of inorganic polymer concrete beams reinforced with basalt FRP bars and stirrups. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 255, p. 112901, jan. 2021. DOI: 10.1016/j.compstruct.2020.112901.

FIB MODEL CODE 2010. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. 1. ed. [S.l.]: Ernst & Sohn, 2013. ISBN 978-3-433-60408-3.

FROSCH, R.J. Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 3, p. 437–442, 1999.

GANGARAO, H.V.S.; TALY, Narendra; VIJAY, P.V. **Reinforced Concrete Design with FRP Composites**. 1. ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 2007. ISBN 9780824758295.

GE, W.; ZHANG, J.; CAO, D.; TU, Y. Flexural behaviors of hybrid concrete beams reinforced with BFRP bars and steel bars. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 87, p. 28–37, jul. 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.03.113.

GOM MBH. **GOM Correlate 2019**. Germany: GOM mbH, 2019.

HIGH, C.; S., Hatem M.; EL-SAFETY, A.; RIZKALLA, S. H. Use of basalt fibers for concrete structures. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 96, p. 37–46, out. 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.138.

HILLERBORG, A. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy  $G_f$  of concrete. **Journal of RILEM Technical Committee 50**, p. 291–296, 1985.

HORDIJK, D. A. **Local approach to fatigue of concrete**. 1991. Tese (Doutorado) – Technische Universiteit Delft.

HUANG, Z.; TU, Y.; MENG, S.; SABAU, C.; POPESCU, C.; SAS, G. Experimental study on shear deformation of reinforced concrete beams using digital image correlation. **Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 181, p. 670–698, fev. 2019. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.056.

IBRAHIM, A.M.A.; FAHMY, M.F. M.; WU, Z. Numerical Simulation on Fracturing Bond Mechanisms of Different Basalt FRP Bars. **Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A2 (Applied Mechanics (AM))**, Japan Society of Civil Engineers, v. 71, n. 2, i\_289–i\_298, 2015. DOI: 10.2208/jscejam.71.i\_289.



**ISIS. Design Manual No.3 - Reinforcing Concrete Structures with Fibre**

**Reinforced Polymers.** Winnipeg: ISIS Canada, Intelligent Sensing for Innovative Structures, A Canadian Network of Centres of Excellence, 2007. ISBN 0968900666.

JUMAA, G.B.; YOUSIF, A.R. Numerical modeling of size effect in shear strength of FRP-reinforced concrete beams. **Structures**, Elsevier BV, v. 20, p. 237–254, ago. 2019. DOI: 10.1016/j.istruc.2019.04.008.

KAMENNY, V. **Advanced basalt fiber.** 2019. Disponível em:

<<http://www.basfiber.com>>.

KOROL, E.; TEJCHMAN, J.; MRÓZ, Z. Experimental and numerical assessment of size effect in geometrically similar slender concrete beams with basalt reinforcement.

**Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 141, p. 272–291, jun. 2017. DOI:

10.1016/j.engstruct.2017.03.011.

KUMAR, M. M.; REDDY, V. S.; RAO, M. V. S.; SHRIHARI, S. Flexural Capacity of Concrete Beams Reinforced with Basalt Fibre Rebars. **International Journal of Engineering and Advanced Technology**, Blue Eyes Intelligence Engineering, Sciences Engineering e Sciences Publication - BEIESP, v. 9, n. 1, p. 26–30, out. 2019.

DOI: 10.35940/ijeat.a1015.109119.

LERTSRISAKULRAT, T.; WATANABE, K.; MATSUO, M.; NIWA, J. Experimental Study on parameters in Localizaition of Concrete Subjected to Compression. **Doboku**

**Gakkai Ronbunshu**, Japan Society of Civil Engineers, n. 669, p. 309–321, 2001. DOI:

10.2208/jscej.2001.669\_309.

LI, C.; GAO, D.; WANG, Y.; TANG, J. Effect of high temperature on the bond performance between basalt fibre reinforced polymer (BFRP) bars and concrete.

**Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 141, p. 44–51, jun. 2017. DOI:

10.1016/j.conbuildmat.2017.02.125.

LI, V. On Engineered Cementitious Composites ECC. **Journal of Advanced Concrete Technology**, Japan Concrete Institute, v. 1, n. 3, p. 215–230, 2003. DOI:

10.3151/jact.1.215.

LIPATOV, Y.V.; GUTNIKOV, S.I.; LAZORYAK, B.I. Zr-rich basalt continuous fibers with increased alkali resistant properties. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 288, p. 123089, jun. 2021. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123089.

MACEDO, B.N.T. **Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras de aço para uso em concreto armado.** 2018. Diss. (Mestrado) –

Universidade do Estado do Rio de Janeiro.



MAHAL, M.; BLANKSVÄRD, T.; TÄLJSTEN, B.; SAS, G. Using digital image correlation to evaluate fatigue behavior of strengthened reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 105, p. 277–288, dez. 2015. DOI:

10.1016/j.engstruct.2015.10.017.

MAHROUG, M.E.M.; ASHOUR, A.F.; LAM, D. Experimental response and code modelling of continuous concrete slabs reinforced with BFRP bars. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 107, p. 664–674, jan. 2014. DOI:

10.1016/j.compstruct.2013.08.029.

MALLICK, P. K. **Fiber-Reinforced Composites**. [S.l.]: CRC Press, 19 nov. 2007. 638 p. ISBN 0849342058. Disponível em: <[https://www.ebook.de/de/product/6151926/p\\_k\\_mallick\\_fiber\\_reinforced\\_composites.html](https://www.ebook.de/de/product/6151926/p_k_mallick_fiber_reinforced_composites.html)>.

MENG, Y.; LIU, J.; XIA, Y.; LIANG, W.; RAN, O.; XIE, Z. Preparation and characterization of continuous basalt fibre with high tensile strength. **Ceramics International**, Elsevier BV, v. 47, n. 9, p. 12410–12415, mai. 2021. DOI:

10.1016/j.ceramint.2021.01.097.

MINGCHAO, W.; ZUOGUANG, Z.; YUBIN, L.; MIN, L.; ZHIJIE, S. Chemical Durability and Mechanical Properties of Alkali-proof Basalt Fiber and its Reinforced Epoxy Composites. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, SAGE Publications, v. 27, n. 4, p. 393–407, jan. 2008. DOI: 10.1177/0731684407084119.

NAKAMURA, H.; HIGAI, T. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. **Proceedings of the U.S.–Japan Seminar on Post-Peak Behavior of Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Loads: Recent Advances and Challenges on Analysis and Design**, American Society of Civil Engineers, v. 1, p. 471–487, 2001.

NAKAMURA, H.; NANRI, T.; MIURA, T.; ROY, S. Experimental investigation of compressive strength and compressive fracture energy of longitudinally cracked concrete. **Cement and Concrete Composites**, Elsevier BV, v. 93, p. 1–18, out. 2018. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2018.06.015.

NANNI, A. (Ed.). **Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures - Properties and Applications**. Amsterdam: Elsevier Science, 1993. ISBN 0444896899.

NANNI, A.; DE LUCA, A.; ZADEH, H. J. **Reinforced Concrete with FRP Bars - Mechanics and Design**. 1. ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 2014. ISBN 9780415778824.

OSPINA, C.E.; BAKIS, C.E. Indirect Flexural Crack Control of Concrete Beams and One-way Slabs Reinforced with FRP Bars. In: FRPRCS-8: 8th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures. Patras: University of Patras, 2007.

PALHARES, R.A. **Análise experimental da punção em lajes lisas de concreto armado com variação da ancoragem da armadura de cisalhamento**. 2018. Diss. (Mestrado) – Universidade de Brasília.

PAWLOWSKI, D.; SZUMIGALA, M. Flexural Behaviour of Full-scale Basalt FRP RC Beams - Experimental and Numerical Studies. **Procedia Engineering**, Elsevier BV, v. 108, p. 518–525, 2015. DOI: 10.1016/j.proeng.2015.06.114.

QAPO, M.; DIRAR, S.; JEMAA, Y. Finite element parametric study of reinforced concrete beams shear-strengthened with embedded FRP bars. **Composite Structures**, Elsevier BV, v. 149, p. 93–105, ago. 2016. DOI: 10.1016/j.compstruct.2016.04.017.

REZENDE, B.A.R. **Análise comparativa do desempenho de barras de aço CA-50 destinadas à produção de concreto armado em Aracaju**. 2017. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe.

RILEM. Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. **Materials and Structures**, Springer Science e Business Media LLC, v. 18, n. 4, p. 287–290, jul. 1985. DOI: 10.1007/bf02472918.

ROTS, J.G.; BLAAUWENDRAAD, J. Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating? **Heron**, TNO Institute, n. 1, p. 1–59, 1989.

SÁNCHEZ-GÁLVEZ, V.; SANCHO, R.; CENDÓN, D.; REY-DE-PEDRAZA, V. High speed impact performance of basalt fiber reinforced vinylester composites at room and low temperatures. **International Journal of Lightweight Materials and Manufacture**, Elsevier BV, v. 3, n. 4, p. 416–425, dez. 2020. DOI: 10.1016/j.ijlmm.2020.05.006.

SARASINI, F.; TIRILLÒ, J.; SEGhini, M.C. Influence of thermal conditioning on tensile behaviour of single basalt fibres. **Composites Part B: Engineering**, Elsevier BV, v. 132, p. 77–86, jan. 2018. DOI: 10.1016/j.compositesb.2017.08.014.

SAS, G.; BLANKSVÄRD, T.; ENOCHSSON, O.; TÄLJSTEN, B.; ELFGREN, L. Photographic strain monitoring during full-scale failure testing of Örnköldsvik bridge. **Structural Health Monitoring: An International Journal**, SAGE Publications, v. 11, n. 4, p. 489–498, mar. 2012. DOI: 10.1177/1475921712438568.

SERBESCU, A.; GUADAGNINI, M.; PILAKOUTAS, K. Mechanical Characterization of Basalt FRP Rebars and Long-Term Strength Predictive Model. **Journal of Composites for Construction**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 19, n. 2, p. 04014037, abr. 2015. DOI: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000497.

- SHEN, D.; WEN, C.; ZHU, P.; LI, M.; OJHA, B.; LI, C. Bond behavior between basalt fiber-reinforced polymer bars and concrete under cyclic loading. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 258, p. 119518, out. 2020. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119518.
- SHI, J.; WANG, X.; WU, Z.; ZHU, Z. Creep behavior enhancement of a basalt fiber-reinforced polymer tendon. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 94, p. 750–757, set. 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.07.118.
- SIM, J.; PARK, C.; MOON, D.Y. Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures. **Composites Part B: Engineering**, Elsevier BV, v. 36, n. 6-7, p. 504–512, jan. 2005. DOI: 10.1016/j.compositesb.2005.02.002.
- SONNENSCHNEIN, R.; GAJDOSOVA, K.; HOLLY, I. FRP Composites and their Using in the Construction of Bridges. **Procedia Engineering**, Elsevier BV, v. 161, p. 477–482, 2016. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.665.
- TNO DIANA BV. **DIANA User's Manual - Release 10.3**. Delft: TNO DIANA BV, 2019.
- UDAY, N. P. Experimental Determination of Fracture Energy by RILEM Method. **The International Journal of Engineering and Science**, IOSR Journals, v. 06, n. 03, p. 106–115, mar. 2017. DOI: 10.9790/1813-060301106115.
- UDOT. **ABC Project Highlights - US-6; MP 218.7 to Emma Park Road**. Taylorsville, 2009.
- URBANSKI, M.; LAPKO, A.; GARBACZ, A. Investigation on Concrete Beams Reinforced with Basalt Rebars as an Effective Alternative of Conventional R/C Structures. **Procedia Engineering**, Elsevier BV, v. 57, p. 1183–1191, 2013. DOI: 10.1016/j.proeng.2013.04.149.
- VECCHIO, F.J.; COLLINS, M.P. Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 119, p. 3590–3610, jun. 1993. DOI: 10.1016/j.compstruct.2016.04.017.
- VIRGENS, J.P. **Análise experimental de pilares de concreto armado, com carga excêntrica, reforçados com chumbadores e concreto autoadensável (CAA)**. 2015. Diss. (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás.
- WANG, Q.; DING, Y.; RANDL, N. Investigation on the alkali resistance of basalt fiber and its textile in different alkaline environments. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 272, p. 121670, fev. 2021. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121670.
- WANG, X.; WANG, Z.; WU, Z.; CHENG, F. Shear behavior of basalt fiber reinforced polymer (FRP) and hybrid FRP rods as shear resistance members. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 73, p. 781–789, dez. 2014. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.09.104.

WU, G.; DONG, Z.; WANG, X.; ZHU, Y.; WU, Z. Prediction of Long-Term Performance and Durability of BFRP Bars under the Combined Effect of Sustained Load and Corrosive Solutions. **Journal of Composites for Construction**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 19, n. 3, p. 04014058, jun. 2015. DOI:

10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000517.

WU, G.; WANG, X.; WU, Z.; DONG, Z.; ZHANG, G. Durability of basalt fibers and composites in corrosive environments. **Journal of Composite Materials**, SAGE Publications, v. 49, n. 7, p. 873–887, mar. 2014. DOI: 10.1177/0021998314526628.

WU, J.; LI, H.; XIAN, G. Influence of Elevated Temperature on the Mechanical and Thermal Performance of BFRP Rebar. In: \_\_\_\_\_. **Advances in FRP Composites in Civil Engineering**. Beijing: Springer, 2010.

XING, D.; XI, X.; MA, P. Factors governing the tensile strength of basalt fibre.

**Composites Part A: Applied Science and Manufacturing**, Elsevier BV, v. 119, p. 127–133, abr. 2019. DOI: 10.1016/j.compositesa.2019.01.027.

XU, X.; RAWAT, P.; SHI, Y.; ZHU, D. Tensile mechanical properties of basalt fiber reinforced polymer tendons at low to intermediate strain rates. **Composites Part B: Engineering**, Elsevier BV, v. 177, p. 107442, nov. 2019. DOI:

10.1016/j.compositesb.2019.107442.

YOUNES, T.; AL-MAYAH, A.; TOPPER, T. Fatigue performance of prestressed concrete beams using BFRP bars. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 157, p. 313–321, dez. 2017. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.09.086.

ZHANG, N.; XU, M.; SONG, S.; LI, H.; ZHOU, J.; MA, G. Impact resistance of basalt fiber strain-hardening cementitious composites exposed to elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 262, p. 120081, nov. 2020. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120081.

ZHAO, X.; WANG, X.; WU, Z.; ZHU, Z. Fatigue behavior and failure mechanism of basalt FRP composites under long-term cyclic loads. **International Journal of Fatigue**, Elsevier BV, v. 88, p. 58–67, jul. 2016. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2016.03.004.

ZHENG, Y.; ZHOU, L.; TAYLOR, S.E.; MA, H. Serviceability of one-way high-volume fly ash-self-compacting concrete slabs reinforced with basalt FRP bars. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 217, p. 108–127, ago. 2019. DOI:

10.1016/j.conbuildmat.2019.05.044.

ZHENG, Y.; ZHOU, L.; XIA, L.; LUO, Y.; TAYLOR, S.E. Investigation of the behaviour of SCC bridge deck slabs reinforced with BFRP bars under concentrated loads.

**Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 171, p. 500–515, set. 2018. DOI:

10.1016/j.engstruct.2018.05.105.

ZHOU J. PAN, J.; LEUNG, C. K. Y. Mechanical Behavior of Fiber-Reinforced Engineered Cementitious Composites in Uniaxial Compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 27, n. 1, p. 04014111, jan. 2015. DOI: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001034.

ZHOU, L.; ZHENG, Y.; TAYLOR, S. Finite-Element Investigation of the Structural Behavior of Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP)- Reinforced Self-Compacting Concrete (SCC) Decks Slabs in Thompson Bridge. **Polymers**, MDPI AG, v. 10, n. 6, p. 678, jun. 2018. DOI: 10.3390/polym10060678.

ZHU, H.; CHENG, S.; GAO, D.; NEAZ, S.M.; LI, C. Flexural behavior of partially fiber-reinforced high-strength concrete beams reinforced with FRP bars. **Construction and Building Materials**, Elsevier BV, v. 161, p. 587–597, fev. 2018. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.12.003.

ZOGHI, M. (Ed.). **The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering**. Boca Raton: CRC Press, 2014.